

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Diplomová práce

2018

Bc. Ivana Strnadová

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Železobetonová konstrukce rodinného domu

Design of family house reinforced concrete structure

Student:

Bc. Ivana Strnadová

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Pavlína Matečková, PhD

Ostrava 2018

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Ivana Strnadová**
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607T037 Konstrukce staveb
Téma: **Železobetonová konstrukce rodinného domu**
Design of family house reinforced concrete structure

Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

Cílem diplomové práce je návrh a posouzení železobetonových nosných konstrukcí rodinného domu.

V rámci diplomové práce se provede v softwaru na bázi MKP model železobetonových nosných konstrukcí.

Budou vyhodnoceny vnitřní síly a nadimenzovány průřezy vodorovných, svislých a základových železobetonových konstrukcí, včetně návrhu opěrné stěny.

Výpočet bude doplněn o výkresy výztuže navržených železobetonových konstrukcí.

Seznam doporučené odborné literatury:

ČSN EN 1991 Eurokód 1: Zatížení stavebních konstrukcí.

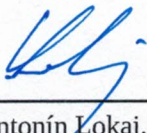
ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

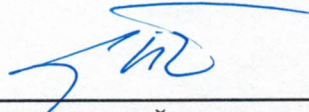
Vedoucí diplomové práce: **Ing. Pavlína Matečková, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2018

Datum odevzdání: 30.11.2018


doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D.
vedoucí katedry




prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracovala samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedla jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě

.....

podpis studenta

Prohlašuji:

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- беру на вѣдомі, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB- TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- беру на вѣдомі, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě

Anotace

Předmětem diplomové práce je statická analýza konstrukce rodinného domu situovaného ve svahovitém terénu. Cílem je navrhnout a posoudit nosnou konstrukci objektu a přilehlých opěrných stěn podle metody mezních stavů, platných norem, konstrukčních zásad a požadavků investora. Nosnou konstrukci zahrnují stropní deska, základová deska, stěny zatížené zemním tlakem a trámy.

Pro posuzované prvky budou vypracovány výkresy výztuže.

Annotation

The subject of Diploma thesis is static analysis of family house load bearing structure which is situated on slope terrain. The aim is to design and assess the load bearing structure of the object and adjacent retaining walls according to the method of limit states, valid standards, design principles and requirements of the investor. The load bearing structure consist of ceiling slab, beams, foundation slab and walls loaded by active soil pressure.

For assess elements drawings of reinforcement are elaborate.

Obsah

Seznam použitého značení a softwaru	1
1. Úvod	3
1.1 Cíl diplomové práce	3
2. Technická zpráva	4
2.1. Obecný popis	4
2.2. Nosná konstrukce	4
2.3. Nenosná konstrukce	4
2.4. Založení objektu	4
2.5. Použitý materiál	5
2.6. Vnitřní prostor stavby	5
2.7. Vizualizace	5
3. Zatížení	7
3.1. Zatížení stálá	7
3.2. Zatížení užitná (proměnná)	12
3.2.1. Zatížení sněhem	12
3.2.2. Zatížení větrem	15
3.3. Interakce se zeminou	19
4. Účinky od kombinací zatížení	20
4.1. Vnitřní síly na desce	21
4.2 Vnitřní síly na stěnách	24
4.3. Vnitřní síly na průvlacích	27
5. Statické posouzení vybraných nosných prvků	30
5.1. Materiálové charakteristiky	30
5.2. Základní vzorce	31
5.3. Stropní deska prvního nadzemního podlaží	32
5.4. Stěna S2	37

5.5. Průvlak P1 stropní desky 1. NP	43
5.6. Únosnost základové půdy.....	54
6. Opěrná stěna.....	56
7. Závěr.....	60
8. Seznam obrázků	62
9. Seznam tabulek	64
10. Seznam příloh a výkresů	65
11. Použitá literatura	66

Seznam použitého značení a softwaru

Seznam použitého značení:

A	Součinitel zohledňující dotvarování betonu
A_c	Plocha betonového průřezu [m^2]
B	Součinitel zohledňující mechanický stupeň vyztužení
C	Součinitel zohledňující poměr koncových momentů prvního řádu
E_{cm}	Modul pružnosti betonu [GPa]
E_s	Modul pružnosti betonářské výztuže [GPa]
G_d	Návrhová hodnota stálého zatížení [kN/m]
G_k	Charakteristická hodnota stálého zatížení [kN/m]
I_y	Moment setrvačnosti k ose y [m^4]
M_{Ed}	Návrhová hodnota ohybového momentu [kNm]
N_{Ed}	Návrhová hodnota normálové síly [kN]
Q_d	Návrhová hodnota proměnného zatížení [kN/m]
Q_k	Charakteristická hodnota proměnného zatížení [kN/m]
V_{Ed}	Návrhová hodnota posouvající síly [kN]
$V_{Rd,s}$	Návrhová hodnota posouvající síly, kterou může převzít smyková výztuž na mezi kluzu [kN]
b	Šířka prvku [m]
b_w	Nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti [m]
c_{min}	Minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavku soudržnosti [mm]
c_{nom}	Jmenovitá hodnota tloušťky krycí vrstvy [mm]
d_1, d_2	Vzdálenost od kraje průřezu k ose výztuže [mm]
f_{ck}	Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku [MPa]
f_{cd}	Návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku [MPa]
f_{ctm}	Střední návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu [MPa]
$f_{ctk,0,05}$	5% kvantil charakteristické hodnoty pevnosti v tahu [MPa]
f_{yk}	Charakteristická hodnota pevnosti oceli v tahu na mezi kluzu [MPa]
f_{yd}	Návrhová hodnota pevnosti oceli v tahu na mezi kluzu [MPa]
g_k	Charakteristická hodnota stálého zatížení [kN/m^2]
g_d	Návrhová hodnota stálého zatížení [kN/m^2]

h	Výška prvku [m]
k	Součinitel
k_1	Součinitel, kterým se zohledňují vlastnosti soudržné výztuže
k_2	Součinitel, kterým se zohledňuje rozdělení poměrného přetvoření
k_3 a k_4	Součinitelé podle národní přílohy ČSN EN 1992–1–1
l	Délka prvku [m]
m_{Ed}	Návrhová hodnota ohybového momentu [kNm/m']
n	Počet [ks]
n_{Ed}	Návrhová hodnota normálové síly [kN/m']
q_k	Charakteristická hodnota proměnného zatížení [kN/m ²]
q_d	Návrhová hodnota proměnného zatížení [kN/m ²]
s_s	Osová vzdálenost výztuže [mm]
Δ_{cdev}	Přídavek k minimální krycí vrstvě zohledňující možné odchylky [mm]
ϕ	Průměr prutu výztuže [mm]
α_{cw}	Součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu
γ_c	Součinitel spolehlivosti betonu
γ_Q, γ_G	Dílčí součinitelé zatížení
γ_s	Součinitel spolehlivosti oceli
ε_{cm}	Průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi trhlinami
ε_{sm}	Průměrná hodnota poměrného přetvoření výztuže
λ	Součinitel
ρ_{sw}	Stupeň vyztužení smykovou výztuží
ψ	Součinitele, kterými se definují reprezentativní hodnoty proměnného zatížení

Seznam použitého softwaru:

Microsoft Office Word 2016

Microsoft Office Excel 2016

SCIA Engineer 18.0 – studentská verze

GEO5 – studentská verze

ArchiCAD 2019

AutoCAD 2002 + RECOC vázaná výztuž

1. Úvod

Diplomová práce se zabývá návrhem a statickým posouzením nosného konstrukčního systému budovy. Podklady pro vypracování této práce byly vypůjčeny od stavební firmy RECOC, spol. s r.o.. Je vytvořen statický model v softwaru SCIA Engineer, zatížen vypočteným zatížením na konstrukci a jsou vypočteny vnitřní síly působící na nosnou konstrukci objektu metodou konečných prvků. Návrhové vnitřní síly na opěrných stěnách jsou vyřešeny ručním výpočtem.

1.1 Cíl diplomové práce

Cílem diplomové práce je staticky i ekonomicky navrhnout a posoudit nosnou konstrukci železobetonového objektu podle platných norem. Pečlivě vytvořit statický model ve 3D prostoru a zatížit ho reálným zatížením, které na konstrukci bude působit. Pomocí softwaru vypočítat vnitřní síly vzniklé od působení zatížení a geometrie objektu a navrhnout staticky nutnou výztuž do nosných prvků konstrukce. Výsledkem diplomové práce budou i vypracovány výkresy výztuže staticky zajímavých míst na konstrukci.

2. Technická zpráva

2.1. Obecný popis

Objekt je navržen pro soukromé účely jako rodinný dům. Bude situován do blízkého okolí města Ostravy do svahovitého terénu. Půdorys domu má tvar písmene F s maximálními půdorysnými rozměry 35,35 x 19,465 m. Je to třípatrový objekt, z něhož jedno patro je podzemní. První podzemní podlaží (1. PP) má konstrukční výšku 2,615 m, první nadzemní podlaží (1. NP) má konstrukční výšku 3,81 m a druhé nadzemní podlaží (2. NP) 3,33 m.

2.2. Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je vytvořena z železobetonových desek, stěn a trámů a z ocelových sloupků. Základová deska má tloušťku 250 mm, stropní deska nad 1. NP 220 mm a nad 2. NP 200 mm. Nosné stěny nabývají tloušťek 300, 250 a 200 mm. Ocelové sloupky jsou duté s průměrem 160 mm a tloušťkou 6,3 mm. Železobetonové trámy mají průřezy na šířku podle tloušťky stěn a na výšku od 420 do 750 mm.

2.3. Nenosná konstrukce

Nenosné konstrukce, jako jsou příčky, jsou z keramických tvarovek systému Porotherm typu AKU 19. Dřevěné schodiště je bezschodnicové s vetknutými stupni do nosné stěny. Podlahy jsou převážně tvořeny z keramického obkladu nebo jako plovoucí podlaha. Všechny střechy budovy jsou ploché do sklonu 5 % a navrženy jako zelené. Skladby podlah i zelené střechy budou popsány níže v kapitole 3.

2.4. Založení objektu

Objekt je založen na základové desce a pásech s náběhy výšky 780 mm. Podle podkladů v rámci geologického průzkumu byly provedeny 3 vrty. Kombinací těchto vrtů dle výškového i vodorovného umístění stavby byl do statického modelu zkompletován jeden vrt, který má parametry viz tab. 1. Hloubka podzemní vody v prostoru projektované stavby byla zjištěna v hloubce 7-8 m. Z geologického vyhodnocení vyplývá, že podloží je vyhovující pro založení stavby bez vlivu podzemních vod. Opěrné zdi okolo stavby jsou navrženy jako samostatné objekty. Nabývají výšky do 1. NP i do 2. NP.

Tabulka 1 Složení základové půdy.

Třída	tl. vrstvy	Edef	μ	γ	γ_v	m
S3	2,3 m	13 MPa	0,3	17,5	17,5 kN/m ³	0,3
S5	2,2 m	8 MPa	0,35	18,5	18,5 kN/m ³	0,3
F6	0,7 m	5 MPa	0,4	21	21 kN/m ³	0,2
G4	1,8 m	70 MPa	0,3	19	19 kN/m ³	0,3
S3	1,0 m	13 MPa	0,3	18	18 kN/m ³	0,3

2.5. Použitý materiál

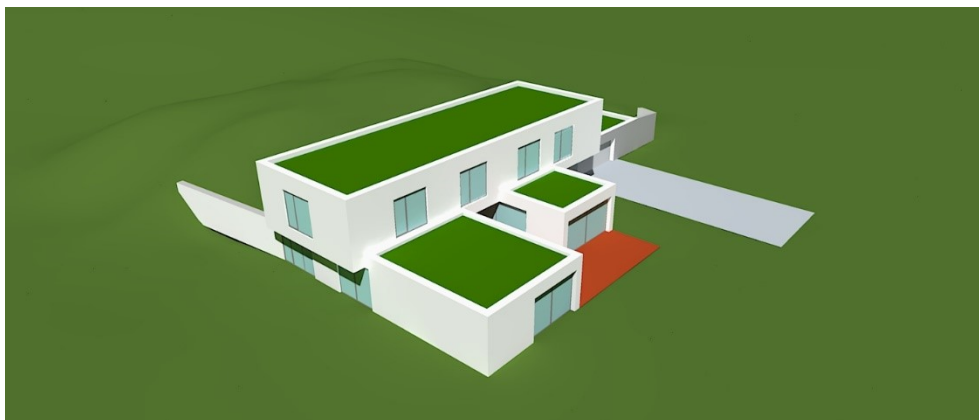
Všechny železobetonové konstrukce jsou z betonu třídy C30/37 s charakteristickou pevností v tlaku 30MPa. Detailní materiálové charakteristiky uvedeny v části statického posouzení prvků 5.1.. Betonářská ocel bude třídy B500 B s charakteristickou pevností na mezi kluzu 500MPa a ocel pro sloupky třídy S235 s charakteristickou pevností na mezi kluzu 235MPa.

2.6. Vnitřní prostor stavby

V prvním podzemním podlaží je pouze vana bazénu, do které je přístup až z 1. NP a technické zázemí bazénu jako např.: čerpadlo, filtry na vodu či jiné přípravky na čištění vody. Bazén má ocelovou vanu, která je umístěna na železobetonové stolici. V prvním nadzemním podlaží jsou společně využívány pokoje např. kuchyně, jídelna a sauna s využitelnou částí bazénu a garáž pro dva automobily. Ve druhém nadzemním podlaží je 6 ložnic a 3 koupelny. Střešní konstrukce jsou navrženy jako nepřístupné.

2.7. Vizualizace

Na obrázcích 1 až 3 je znázorněna vizualizace řešené stavby zakomponované do terénu, přičemž obrázky 1 a 2 jsou z ptáčích perspektiv a obrázek 3 z pohledu v úrovni očí.



Obrázek 1 Vizualizace 1.



Obrázek 2 Vizualizace 2.



Obrázek 3 Vizualizace 3.

3. Zatížení

Na celou konstrukci byly zohledněny a vypočítány všechny druhy zatížení, které mohou nastat. Mimořádné zatížení např. náraz, výbuch či seismická nebylo v této práci zohledněno. Zatížení na konstrukci v ní vyvolávají vnitřní síly jako jsou ohybové momenty, posouvající síly či normálové síly, na které se musí navrhnout průřezy nosných prvků tak, aby vyhověly z hlediska únosnosti a byly splněny konstrukční zásady, např. staticky nutná výztuž.

3.1. Zatížení stálá

Stálá zatížení jsou zatížení, která působí na konstrukci po delší část její životnosti. Za stálá zatížení se považují vlastní tíha nosné konstrukce, tíha skladeb podlahy, tíha střešního pláště a nenosných konstrukcí např. příčky, které se nedají považovat za přemístitelné. Stálá zatížení pro výpočet mezního stavu únosnosti se musí navýšit o bezpečnostní součinitel stálého zatížení γ_G , který nabývá 35 % z hodnoty stálého zatížení.

Zkoumaný objekt byl zatížen dvěma skladbami podlah, a to skladbou s keramickou dlažbou viz tabulka 2 a skladbou s dřevěnými parketami viz tabulka 3 a skladbou zelené střechy viz tabulka 4.

Tabulka 2 Skladba podlahy s keramickou dlažbou.

Skladba podlahy s keramickou dlažbou		výpočet	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
	Keramická dlažba + lepidlo tl. 20mm (2200kg/m ³)	0,02*22	0,44	1,35	0,59
	Samonivelační stěrka tl. 2mm (5kg/m ²)	0,05	0,05	1,35	0,07
	Litý podlahový potěr tl. 65mm	0,065*25	1,625	1,35	2,19
	Pojistná hydroizolace A500H	0,01	0,01	1,35	0,01
	Elastifikovaný polystyren Rigifloor 4 000 tl. 40mm	0,04*0,15	0,006	1,35	0,01
	ŽB deska - generování ve výpočtu	0	0	0	0,00
	Stěrková omítka tl. 5mm (1800kg/m ³)	0,005*18	0,09	1,35	0,12
	celkem		2,2		3,0

Tabulka 3 Skladba podlahy s dřevěnými parketami.

Skladba podlahy s dřevěnými parketami		výpočet	g_k [kN/m ²]	γ_M	g_d [kN/m ²]
	Dřevěné parkety tl. 12mm (800kg/m ³)	0,012*8	0,096	1,35	0,13
	Litý podlahový potěr tl. 65mm	0,065*25	1,625	1,35	2,19
	Pojistná hydroizolace A500H	0,01	0,01	1,35	0,01
	Elastifikovaný polystyren Rigifloor 4 000 tl. 40mm	0,04*0,15	0,006	1,35	0,01
	ŽB deska - generování ve výpočtu	0	0	0	0,00
	Stěrková omítka tl. 5mm	0,005*18	0,09	1,35	0,12
	celkem		1,8		2,5

Tabulka 4 Skladba střešního pláště.

Skladba střešního pláště	výpočet	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Zelená střecha Urbanscape tl. 40mm (1750kg/m ³)	17,5*0,04	0,7	1,35	0,95
TI polystyren EPS tl.300mm (100kg/m ³)	1*0,3	0,3	1,35	0,41
parozábrana PE Bachl B2 (1kg/m ²)	0,01	0,01	1,35	0,01
ŽB deska - generování ve výpočtu	0	0	0	0,00
Stěrková omítka 5mm (1800kg/m ³)	0,005*18	0,09	1,35	0,12
celkem		1,1		1,49

Mezi stálá zatížení patří i zatížení nenosnými příčkami viz tabulka 5 a zatížení vodou z bazénu viz tabulka 6.

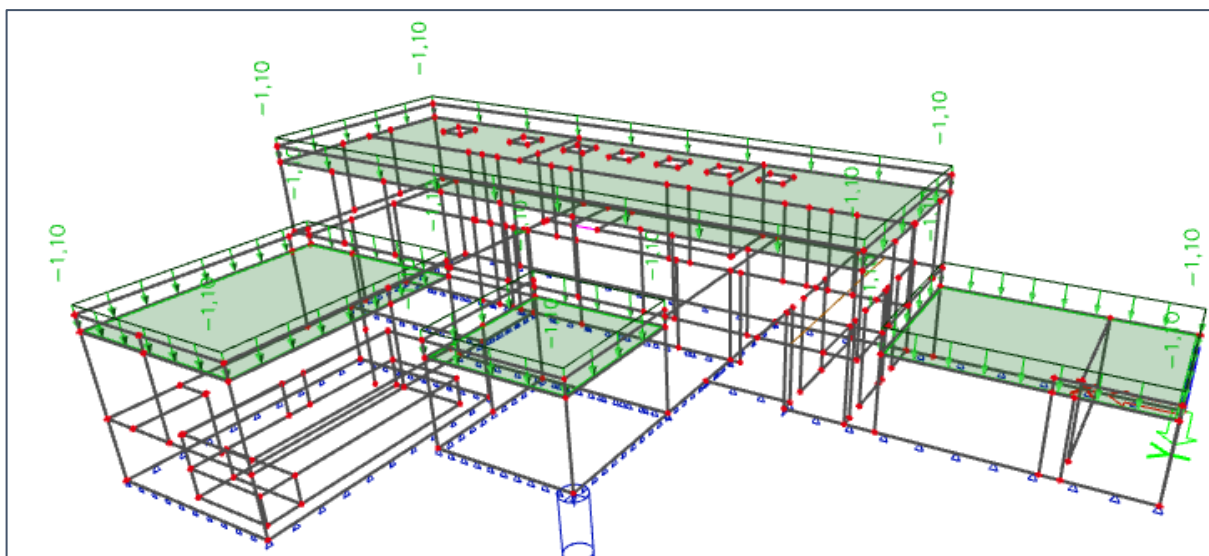
Tabulka 5 Zatížení příčkami.

Zatížení příčkami	výpočet	g_k [kN/m]	γ_G	g_d [kN/m]
příčka z Porotherm AKU 11,5 Profi h=3,61m (1050kg/m ³)	3,61*10,5*0,115	4,4	1,35	5,9
příčka z Porotherm AKU 11,5 Profi h=3,13m (1050kg/m ³)	3,13*10,5*0,115	3,8	1,35	5,1

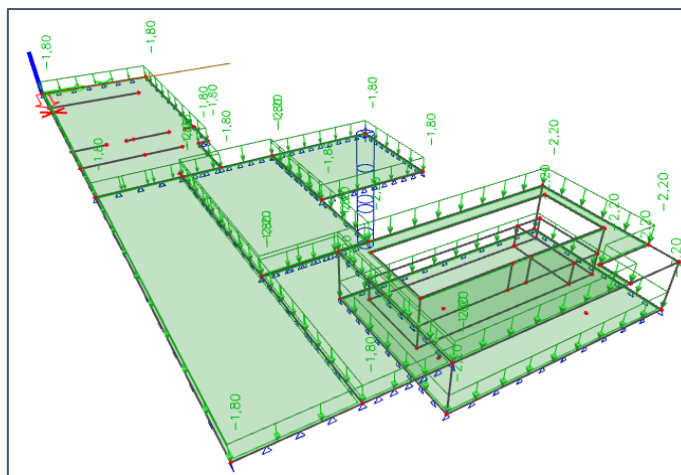
Tabulka 6 Zatížení bazénem.

skladba bazén	výpočet	g_k [kN/m ²]	γ_G	g_d [kN/m ²]
Obsah bazénu - voda tl. 1,5m	1,5*10	15	1,35	20,25
Vyrovnávací vrstva tl. 200mm	0,2*21	4,2	1,35	5,67
ŽB deska tl. 250mm - generování ve výpočtu	0	0	0	0,00
celkem		19,2		25,9

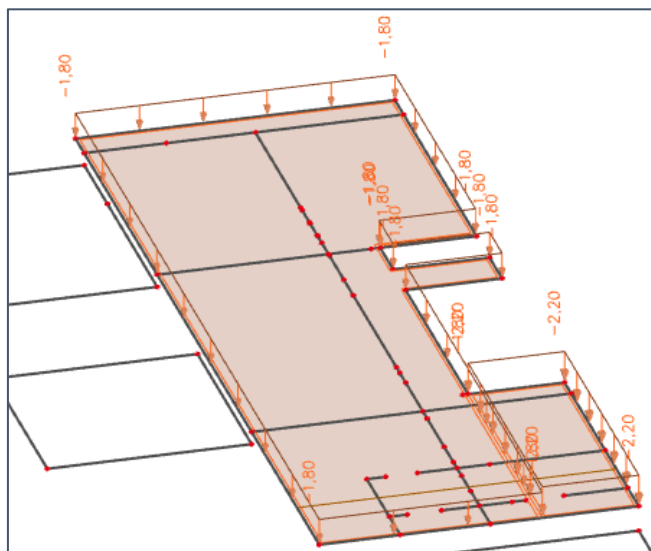
Rozmístění zatěžovacích stavů na nosné desky objektu jsou patrné na obrázcích číslo 4, 5, 6, 7, 8 a 9. Na obrázku 5 a 6 je celkové stálé zatížení od skladeb podlah, na obrázku 4 zelenou střechou, na obrázku 7 a 8 nepřemístitelnými příčkami a na obrázku 9 zatížení vodou z bazénu.



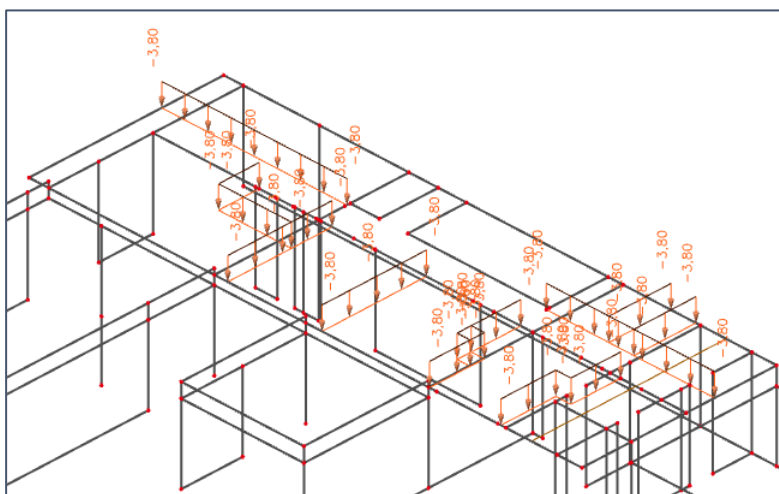
Obrázek 4 Schéma zatížení střech.



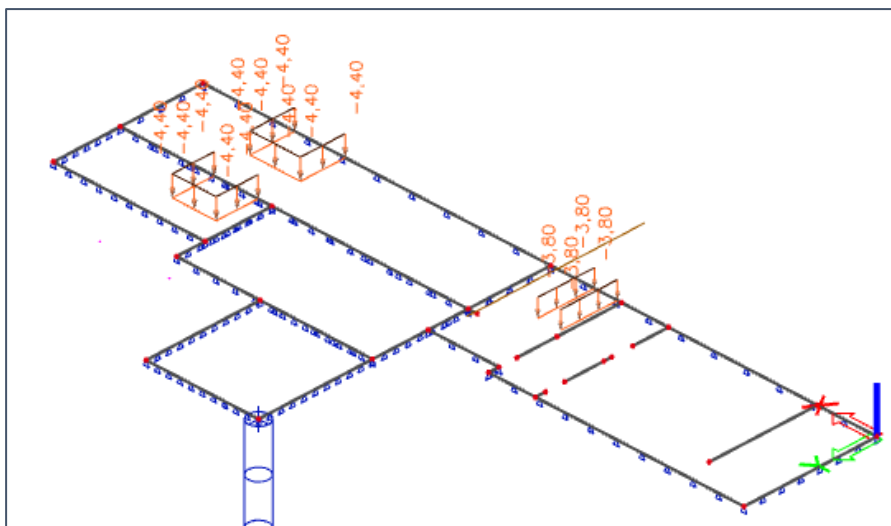
Obrázek 5 Schéma zatížení podlahami na stropní a základovou desku 1. PP.



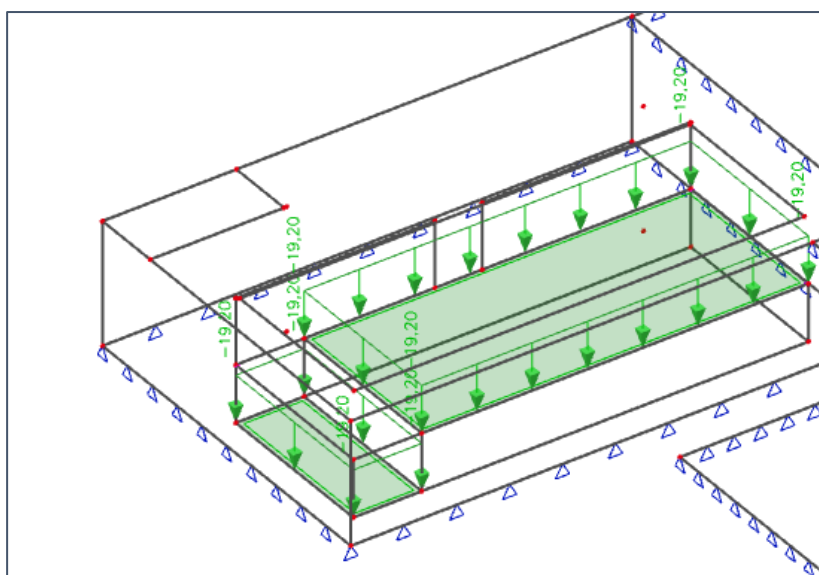
Obrázek 6 Schéma zatížení podlahami na stropní desku 1. NP.



Obrázek 7 Schéma zatížení od příček na stropní desku 1. NP.



Obrázek 8 Schéma zatížení příčkami na základovou desku.



Obrázek 9 Schéma zatížení bazénem.

Jelikož je objekt situován do svahovitého terénu a má jedno podzemní patro, působí na některé vnější stěny i zemní tlak. Uvažuje se se zemním tlakem v klidu. Zásyp stěn je proveden zhutněným štěrskem G3 s mechanickými vlastnostmi:

úhel vnitřního tření $\varphi_{ef} = 33^\circ$

objemová tíha zeminy $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

deformační modul pružnosti $E_{def} = 85 \text{ MPa}$

poissonovo číslo $\nu = 0,25$

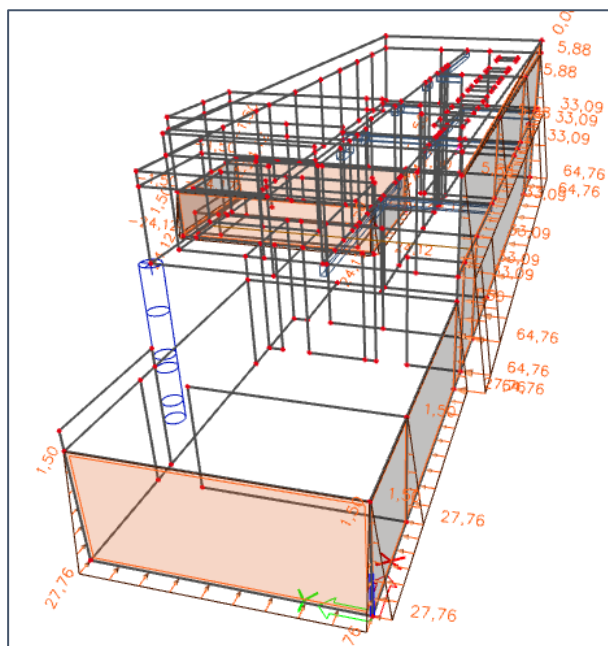
součinitel $\beta = 0,83$

Součinitel zemního tlaku v klidu k_0 se vypočítá vztahem (3.1) a výpočet zemního tlaku v klidu je dán rovnicí (3.2).

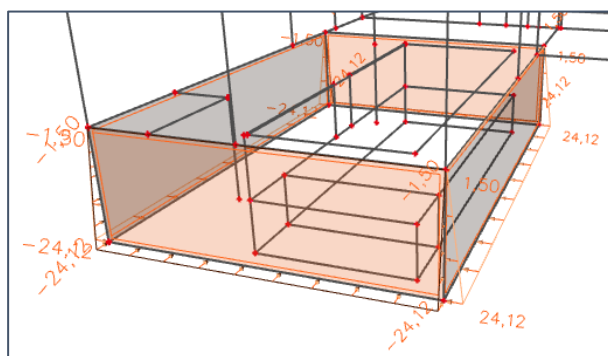
$$k_0 = 1 - \sin(\varphi_{ef}) = 0,46 \quad (3.1)$$

$$\sigma_0 = h_x * k_0 * \gamma + \sigma_{př} \quad (3.2)$$

Při výpočtu zatížení zeminou je uvažováno i s přitížením zeminy z terénu $\sigma_{př}$, což může být například od lidí nebo neodklizený sníh. Přitížení je uvažováno $1,5 \text{ kN/m}^2$. Maximální zemní tlak na nosnou stěnu budovy je v patě stěny $64,76 \text{ kN/m}^2$. Schéma zatížení zeminou je na obrázku 10 a obrázku 11.



Obrázek 10 Schéma zatížení zeminou na stěny 1 a 2. NP.



Obrázek 11 Schéma zatížení zeminou na stěny 1. PP

3.2. Zatížení užitná (proměnná)

Zatížení užitná popisují zatěžovací stavy, kterými chceme popsat účel stavby (místnosti) a také zatěžovací stavy, které se v průběhu životnosti stavby mění, jako například sníh nebo vítr. Užitná zatížení pro výpočet mezního stavu únosnosti se zvětší o 50 % bezpečnostním součinitelem zatížení γ_Q .

U řešeného objektu byly uvažovány užitné zatěžovací stavy podle využití místností, dále pak zatížení sněhem a větrem. Jelikož byly všechny střechy navrženy jako nepřístupné, bylo vybráno užitné zatížení kategorie H viz tabulka 7. Pro stropní a základové konstrukce byla vybrána kategorie užitného zatížení A (obytné plochy) viz tabulka 8 a kategorie F viz tabulka 9.

Tabulka 7 Užitné zatížení střech.

Užitné zatížení střechy	výpočet	q_k [kN/m ²]	γ_Q	q_d [kN/m ²]
kategorie H (nepochozí střechy)	0,75	0,8	1,5	1,1

Tabulka 8 Užitné zatížení obytných ploch.

Užitné zatížení stropních konstrukcí	výpočet	q_k [kN/m ²]	γ_Q	q_d [kN/m ²]
kategorie A (obytné plochy)	1,5	1,5	1,5	2,3

Tabulka 9 Užitné zatížení garáže.

Užitné zatížení garáže	výpočet	q_k [kN/m ²]	γ_Q	q_d [kN/m ²]
kategorie F (parkovací plochy pro lehká vozidla do 30kN)	2,5	2,5	1,5	3,8

3.2.1. Zatížení sněhem

Řešená stavba je umístěna ve sněhové oblasti III, tzn. že charakteristická hodnota zatížení sněhem s_k na zem je 1,5 kN/m². Velikost této hodnoty je 2 % kvantil maximální tíhy sněhu za rok. K vypočítání skutečného zatížení sněhem na střešní konstrukci je potřeba znát tvar a sklon střechy, tepelné vlastnosti, drsnost povrchu, klimatické podmínky a okolní krajinu.

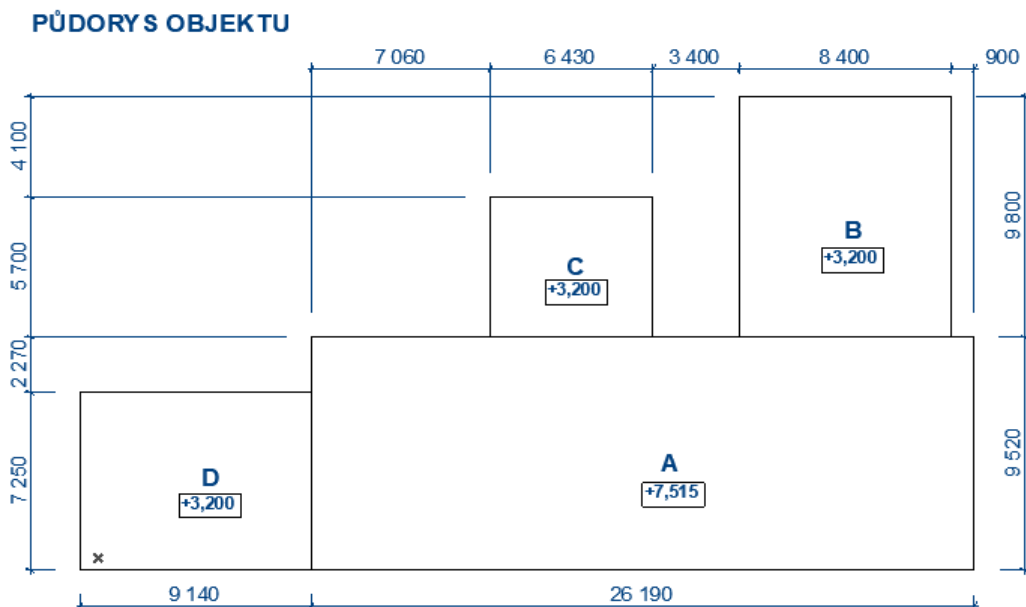
Hodnoty faktorů ovlivňující uložení sněhu:

součinitel expozice $C_e = 1$ – normální typ krajiny

tepelný součinitel $C_t = 1$ – tepelná propustnost střechy < 1 W/m²K

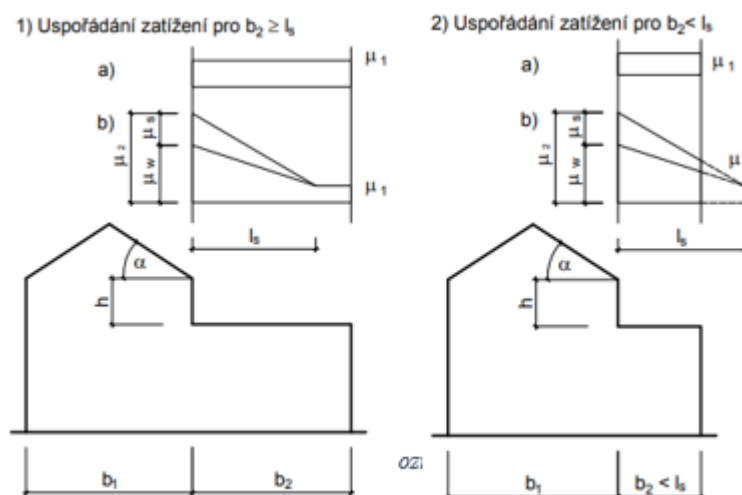
charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi $s_k = 1,5$ kN/m²

tvarový součinitel μ



Obrázek 12 Vnější obrys půdorysu.

Tvarový součinitel se určí podle typu střechy. V našem případě jsou všechny střechy ploché do sklonu 5 %. Podle obrázku 12 bude střecha B, C a D zatížena i navátým sněhem. Postup výpočtu tvarových součinitelů se určí podle obrázku 13 a vzorců (3.3), (3.4), (3.5) a (3.6).



Obrázek 13 Tvaroví součinitelé střech [4].

Délka návěje:

$$l_s = 2 * h = 2 * 3,95 = 7,9m \quad (3.3)$$

tvarový součinitel $\mu_1 = 0,8$ - nižší střecha je plochá

tvarový součinitel $\mu_{2,i}$ se vypočte podle rovnice (3.4).

$$\mu_{2,i} = \mu_{s,i} + \mu_{w,i} \quad (3.4)$$

$$\mu_{w,i} = \frac{(b_{1,i} + b_{2,i})}{2h} < \frac{\gamma h}{s_k} \quad (3.5)$$

kde: μ_s je součinitel zohledňující sesuv sněhu z horní střechy - $\mu_{s,B,C,D} = 0$

μ_w je součinitel zohledňující navátí větrem a vypočítá se dle vztahu (3.5).

b_1 a b_2 jsou rozměry z obrázku 10 a 9

$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ (objemová tíha sněhu)

Podle tabulky 10 je maximální velikost μ_2 omezena dle sněhové oblasti. V tomto případě je to hodnota 2.

Tabulka 10 Maximální hodnota [9]

Sněhová oblast	I-II	III-IV	V-VI	VII-VIII
Max μ_w	0,8	2,0	3,0	4,0

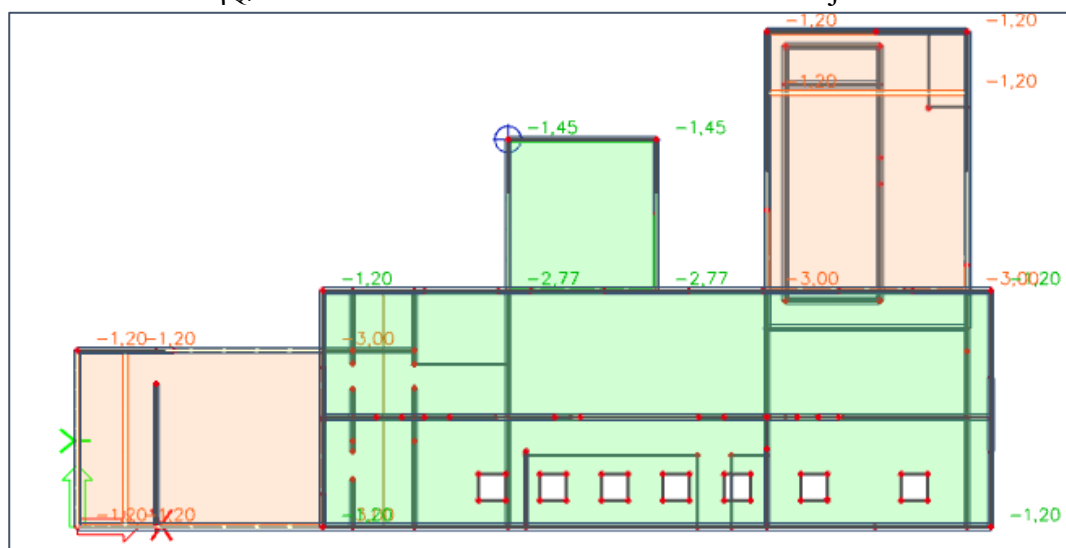
Výsledné hodnoty $s_{k,i}$ se vypočtou podle rovnice (3.6).

$$s_{k,i} = C_e * C_t * s_k * \mu_i \quad (3.6)$$

$$s_{k,A} = 1,2 \text{ kN/m}^2 \quad s_{k,C} = 2,77 \text{ kN/m}^2$$

$$s_{k,B} = 3 \text{ kN/m}^2 \quad s_{k,D} = 3 \text{ kN/m}^2$$

Pro výpočet mezního stavu únosnosti je třeba vynásobit charakteristické hodnoty součinitelem zatížení γ_Q . Schéma zatěžovacího stavu zatížení sněhem je na obrázku 14.



Obrázek 14 Schéma zatížení sněhem.

3.2.2. Zatížení větrem

Objekt se nachází ve II. větrné oblasti a má základní rychlost větru $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$. K výpočtu charakteristického dynamického tlaku větru q_p jsou potřebné tyto hodnoty:

Součinitel směru větru	$c_{dir} = 1$
Součinitel ročního období	$c_{season} = 1$
Výpočet základní rychlosti větru	$v_b = v_{b,0} * c_{dir} * c_{season} = 25 * 1 * 1 = 25 \text{ m/s}$
Hustota vzduchu	$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
Základní tlak větru	$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2 = 0,5 * 1,25 * 25^2 = 15,625 \text{ kg/m}^2\text{s}$
Referenční výška	$z_e = 7,515 \text{ m}$

Objekt se nachází ve III. kategorii terénu. Je to oblast pravidelně pokrytá vegetací, budovami nebo překážkami. [5]

Parametr drsnosti terénu	$z_0 = 0,3 \text{ m}$
Výška objektu	$z = 7,515 \text{ m}$
Minimální výška objektu	$z_{min} = 5 \text{ m}$
Min. výška objektu pro II. kategorii terénu	$z_{0, II} = 0,05 \text{ m}$

Podmínkou pro použití vztahu k výpočtu součinitele drsnosti terénu je, že $z_{min} < z$. Z velikosti parametrů výše uvedených je patrné, že tato podmínka vyhoví.

Výpočet součinitele drsnosti terénu:

$$c_r(z) = k_r * \ln \frac{z}{z_0} = 0,215 * \ln \frac{7,515}{0,3} = 0,694$$

kde k_r je součinitel terénu

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215$$

Výpočet charakteristické střední rychlosti větru:

$$v_m = c_r(z) c_0(z) v_b = 0,694 * 1 * 25 = 17,34 \text{ m/s}$$

součinitel ortografie	$c_0(z) = 1$
-----------------------	--------------

Intenzita turbulence

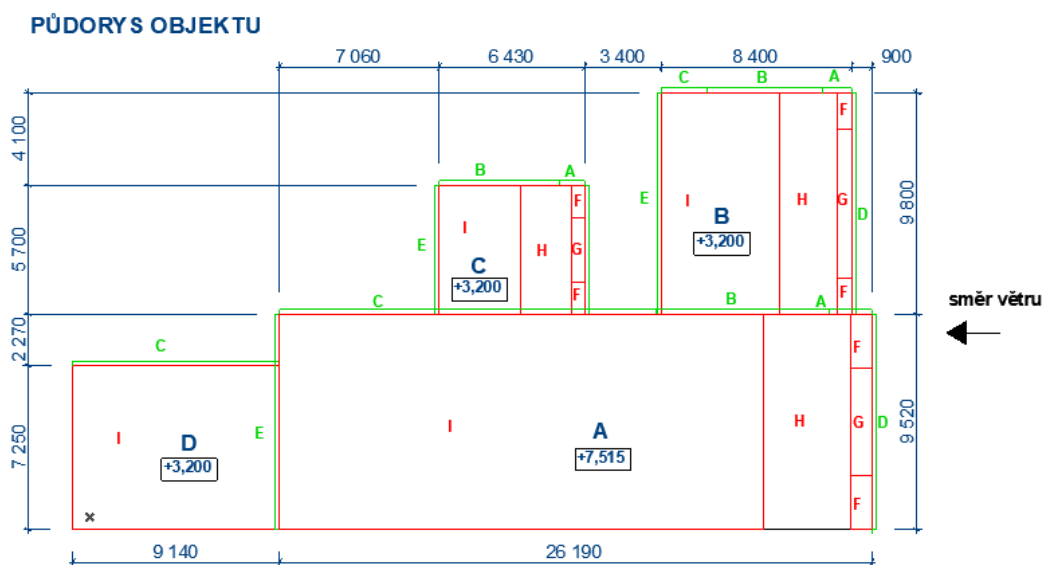
$$I_v = \frac{k_I}{C_0(z) * \ln \frac{z}{z_0}} = \frac{1}{1 * \ln \frac{7,515}{0,3}} = 0,31$$

Výpočet charakteristického maximálního dynamického tlaku:

$$q_n(z) = [1 + 7I_v(z)]0,5q * v_m^2 = [1 + 7 * 0,31] * 0,5 * 1,25 * 17,34^2 = 597 \text{ N/m}^2$$

$$q_p(z) \doteq 0,6 \text{ kN/m}^2$$

Jelikož zatížení tlakem a sání větru je v porovnání s tlakem zeminy na konstrukci výrazně menší a zároveň by byl přesný výpočet velmi složitý, bude se zatížení větrem počítat zjednodušeně. Zjednodušením je výpočet zatížení pouze ve směru rovnoběžném s delší stranou objektu. Toto zjednodušení je patrné na obrázku 15. Dalším zjednodušením je jednotný výpočet tlaků větru na střešní a stěnové zóny na nejvíce zatížené části budovy A.



Obrázek 15 Schéma zón na střeše a stěnách.

Tlak větru na konstrukci

a) Tlak větru na střešní konstrukci

Hodnoty součinitele e pro části budovy A, B a C jsou dány minimálním ze dvou rozměrů, šířkou stěny vystavené kolmo na směr větru a dvojnásobkem výšky budovy.

$$e_A = \min(b; 2h) = \min(9,52; 2 * 7,515) = 9,52 \quad \text{pro podélný směr větru}$$

$$e_B = \min(b; 2h) = \min(9,8; 2 * 3,2) = 6,4 \quad \text{pro podélný směr větru}$$

$$e_c = \min(b; 2h) = \min(5,7; 2 \cdot 3,2) = 5,7 \quad \text{pro podélný směr větru}$$

Vnitřní tlak větru c_{pi}

Vnější tlak větru c_{pe}

Plocha, na kterou působí vítr je větší než 10 m^2 , proto byly vybrány hodnoty $c_{pe,10}$ s normou daných tabulek. [5]

Označení oblastí na střeše F, G, H, I

Objekt má plochou střechu s atikou, proto byla vybrána hodnota pro $\frac{h_p}{h}$.

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,65}{7,515 - 0,65} = 0,09$$

Hodnoty součinitele $c_{pe,10}$:

$$c_{pe,10}^{F-} = -1,24$$

$$c_{pe,10}^{G-} = -0,82$$

$$c_{pe,10}^{H-} = -0,7$$

$$c_{pe,10}^{I+} = 0,2$$

$$c_{pe,10}^{I-} = -0,2$$

Hodnoty součinitele c_{pi} :

$$c_{pi} = 0,2$$

$$c_{pi} = -0,3$$

Hodnoty výsledného tlaku na střešní konstrukci s $c_{pi} = 0,2$ se vypočítají podle rovnice (3.7):

$$w_k = q_p(c_{pe,10} - c_{pi}) \quad (3.7)$$

$$w_k^{F-} = 0,6 \cdot (-1,24 - 0,2) = -0,86 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^{G-} = 0,6 \cdot (-0,82 - 0,2) = -0,61 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^{H-} = 0,6 \cdot (-0,7 - 0,2) = -0,54 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^{I+} = 0,6 \cdot (0,2 - 0,2) = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^{I-} = 0,6 \cdot (-0,2 - 0,2) = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

Hodnoty výsledného tlaku na střešní konstrukci s $c_{pi} = -0,3$ se vypočítají dle rovnice (3.7):

$$w_k^{F-} = 0,5 * (-1,24 + 0,3) = -0,59 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^{G-} = 0,5 * (-0,82 + 0,3) = -0,31 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^{H-} = 0,5 * (-0,7 + 0,3) = -0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^{I+} = 0,5 * (0,2 + 0,3) = 0,30 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^{I-} = 0,5 * (-0,2 + 0,3) = 0,06 \text{ kN/m}^2$$

b) Tlak větru na svislou konstrukci

Plocha, na kterou působí vítr je větší než 10 m^2 , proto byly vybrány hodnoty $c_{pe,10}$ s normou daných tabulek. [5]

Označení oblastí na svislých konstrukcích A, B, C, D, E

Součinitel určující velikost $c_{pe,10}$:

$$\frac{h}{d} = \frac{7,515}{9,52} = 0,79$$

Hodnoty součinitele $c_{pe,10}$:

$$c_{pe,10}^A = -1,2$$

$$c_{pe,10}^B = -0,8$$

$$c_{pe,10}^C = -0,5$$

$$c_{pe,10}^D = 0,77$$

$$c_{pe,10}^E = -0,45$$

Hodnoty výsledného tlaku na střešní konstrukci s $c_{pi} = 0,2$ se vypočítají dle rovnice (3.7):

$$w_k^A = 0,6 * (-1,2 - 0,2) = -0,84 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^B = 0,6 * (-0,8 - 0,2) = -0,6 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^C = 0,6 * (-0,5 - 0,2) = -0,42 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^D = 0,6 * (0,77 - 0,2) = 0,34 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^E = 0,6 * (-0,45 - 0,2) = -0,39 \text{ kN/m}^2$$

Hodnoty výsledného tlaku na střešní konstrukci s $c_{pi} = -0,3$ se vypočítají dle rovnice (3.7):

$$w_k^A = 0,6 * (-1,2 + 0,3) = -0,54 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^B = 0,6 * (-0,8 + 0,3) = -0,30 \text{ kN/m}^2$$

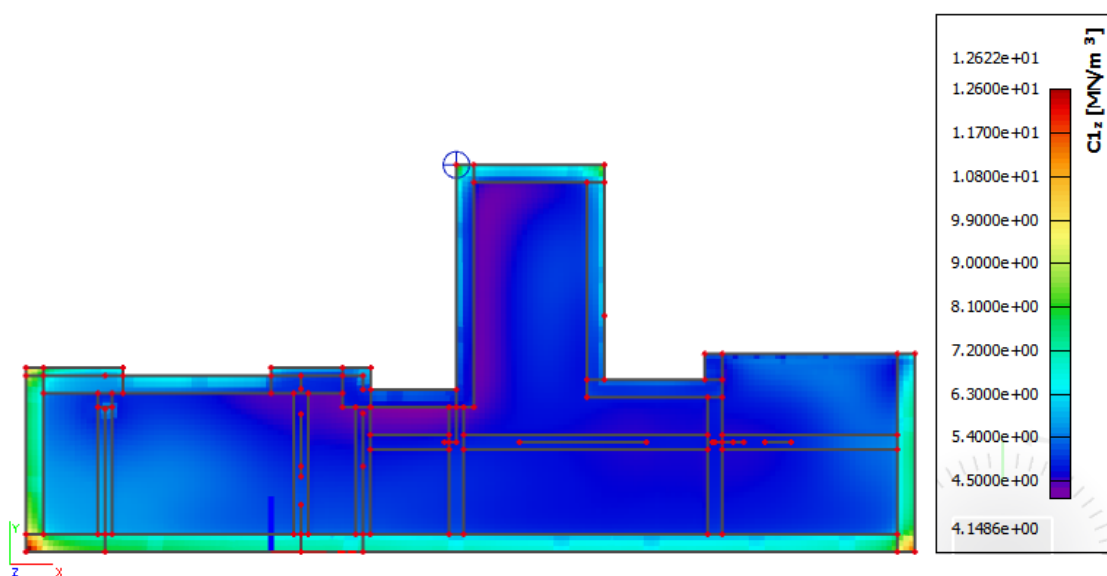
$$w_k^C = 0,6 * (-0,5 + 0,3) = -0,12 \text{ kN/m}^2$$

$$w_k^D = 0,6 * (0,77 + 0,3) = 0,64 \text{ kN/m}^2$$

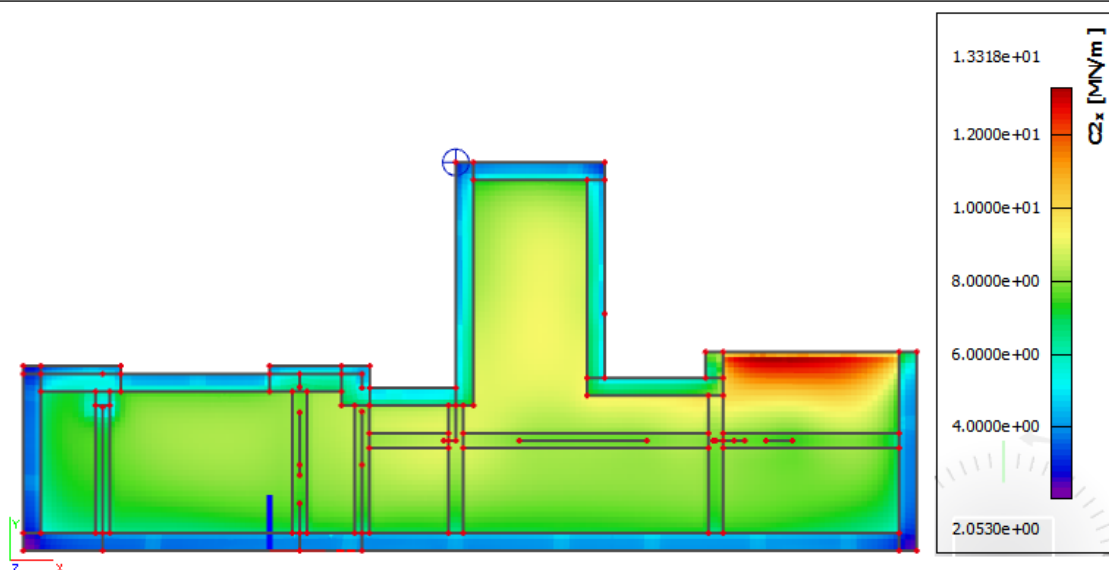
$$w_k^E = 0,6 * (-0,45 + 0,3) = -0,06 \text{ kN/m}^2$$

3.3. Interakce se zeminou

Při výpočtu koeficientů pružného podloží je použit výpočet typu Soilin z programového prostředí SCIA Engineer. K výpočtu je potřeba mít minimálně jeden vrt, zatížení na konstrukci a plošné podepření typu Soilin. Výpočet pracuje na základě pružného poloprostoru. Výsledkem je napětí na základové spáře a koeficienty stlačitelnosti zeminy $C1_z$ a vlivu smykového tření $C2_x$ a $C2_y$. Výsledné koeficienty viz obrázek 16 a 17.



Obrázek 16 Koeficienty $C1_z$ [MN/m^3]

Obrázek 17 Koeficienty $C2_x$ a $C2_y$ [MN/m]

4. Účinky od kombinací zatížení

V normě ČSN EN 1990 zásady navrhování konstrukcí jsou uvedeny symbolické vztahy znázorňující různé kombinace zatížení. Pro mezní stav únosnosti existují dva základní kombinační vztahy (4.1) a (4.2) STR a GEO, z nichž se má vybrat ten nepříznivější.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.1)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

Pro mezní stav použitelnosti pak charakteristická, kvazistálá a častá kombinace zatížení.

Celková odezva na zatížení, okrajové podmínky a statický systém objektu byla vypočítána pomocí softwaru SCI Engineer. Tento program provádí výpočty na základě metody konečných prvků, dále jen MKP. Přesnost výsledků výpočtu převážně závisí na velikosti konečných prvků. V této práci byl zvolen rovinný čtvercový konečný prvek o délce strany 200 mm. MKP pracuje se základní rovnicí (4.3), kde K je matice tuhosti, F je vektor zatížení a r vektor deformací.

$$[K]\{r\} = \{F\} \quad (4.3)$$

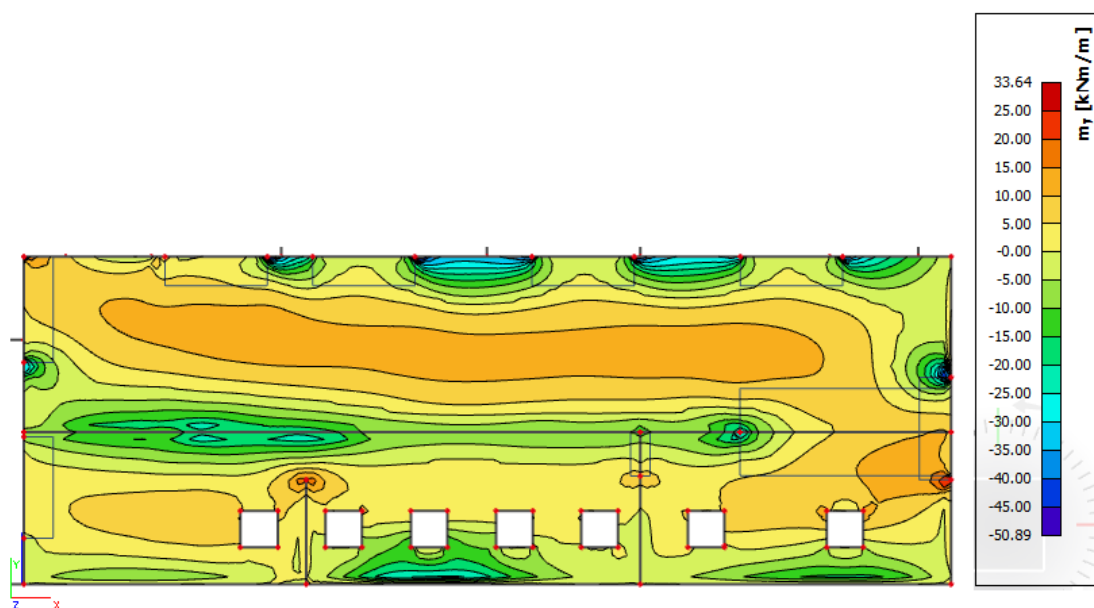
4.1. Vnitřní síly na desce

V této práci budou dimenzovány pouze 3 hlavní desky, a to stropní deska 2. NP, stropní deska 1. NP a základová deska s náběhy 1. NP.

1) Stropní deska nad 2. NP

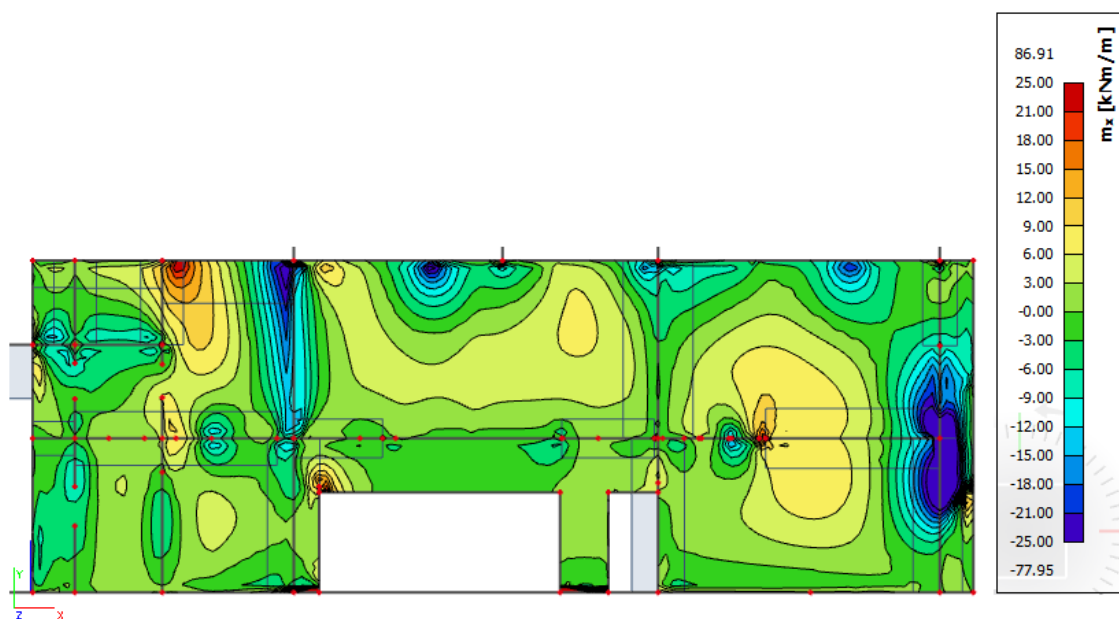
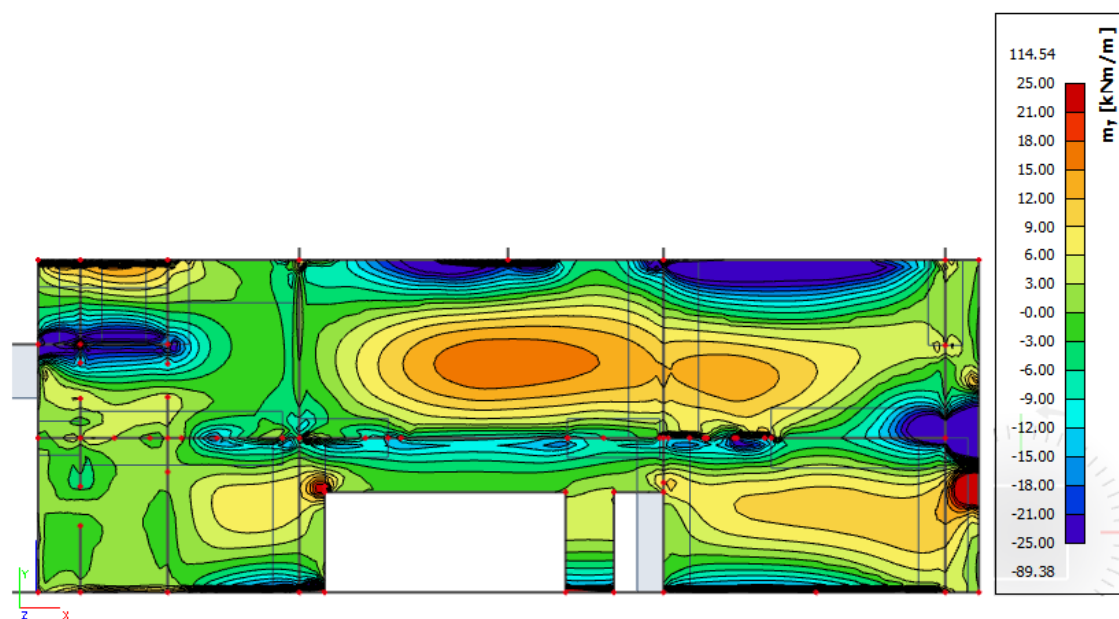


Obrázek 18 Obalová křivka ohybových momentů m_x [kNm/m] stropní desky 2. NP.

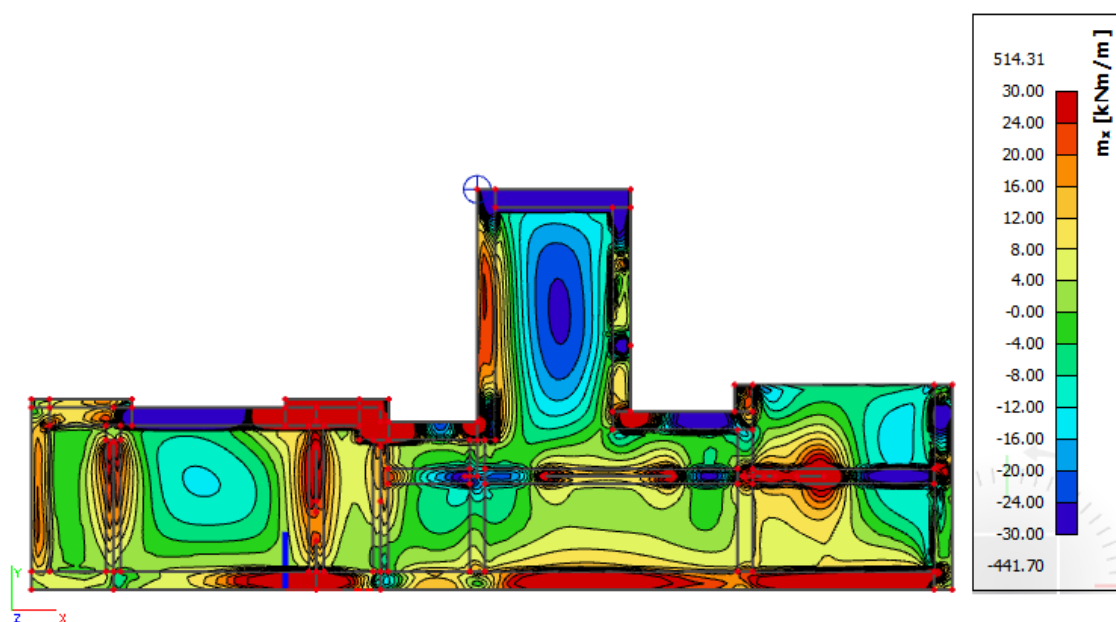
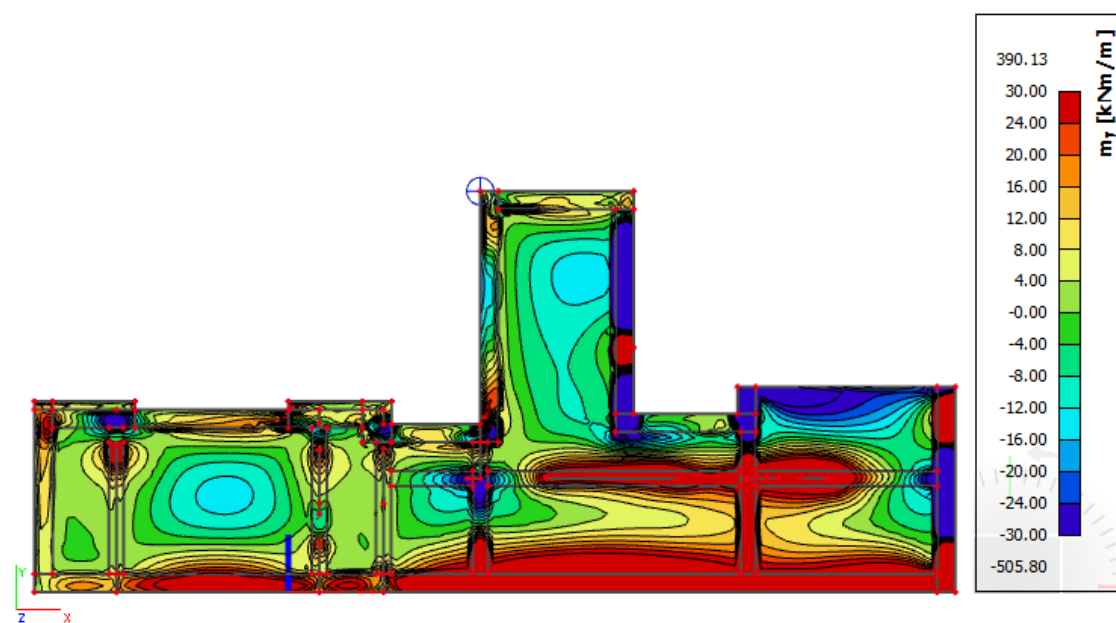


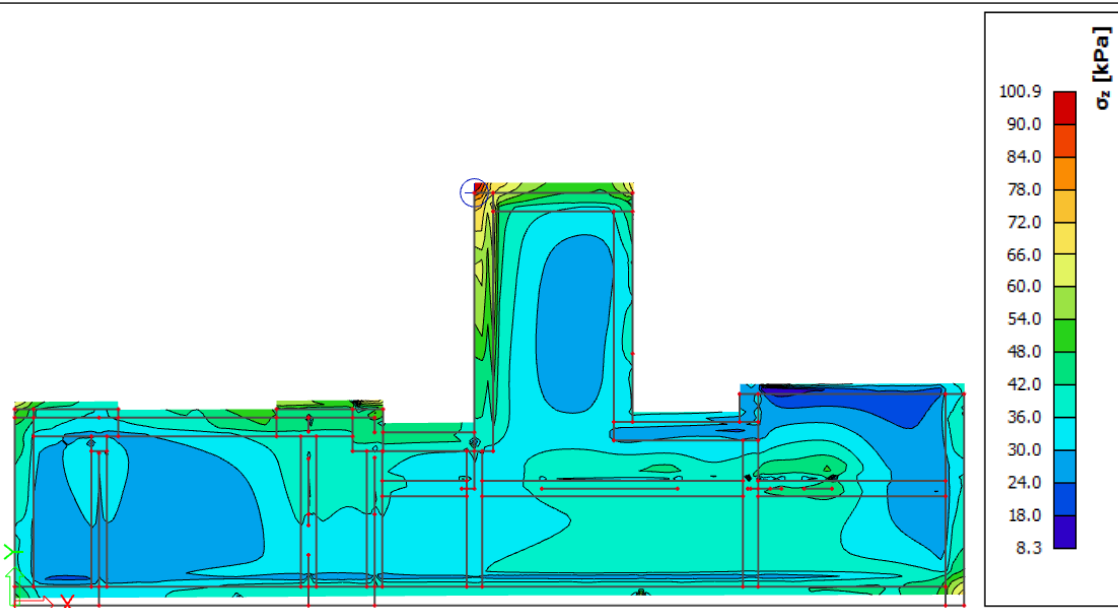
Obrázek 19 Obalová křivka ohybových momentů m_y [kNm/m] stropní desky 2. NP.

2) Stropní deska nad 1. NP

Obrázek 20 Obalová křivka ohybových momentů m_x [kNm/m] stropní desky 1. NP.Obrázek 21 Obalová křivka ohybových momentů m_y [kNm/m] stropní desky 1. NP.

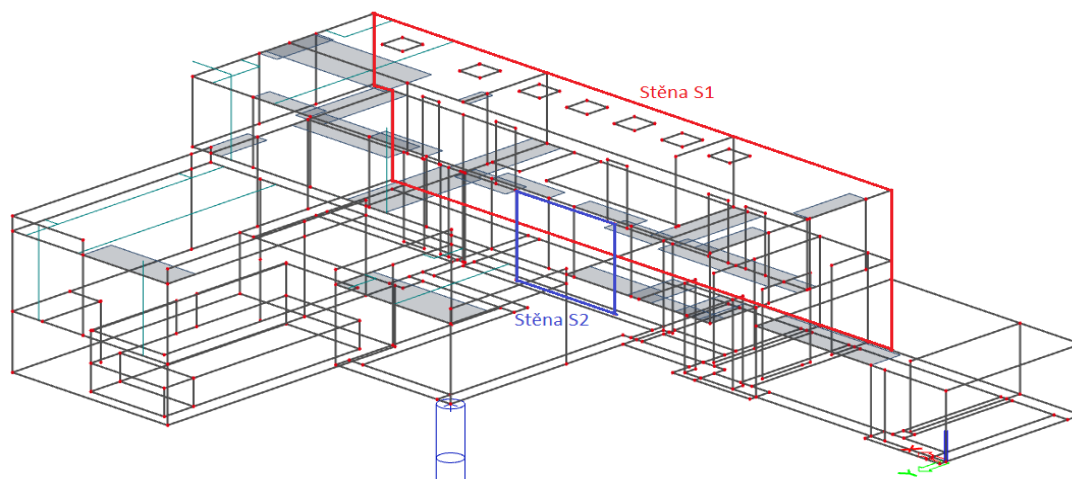
3) Základová deska 1. NP

Obrázek 22 Obalová křivka ohybových momentů m_x [kNm/m] základové desky.Obrázek 23 Obalová křivka ohybových momentů m_y [kNm/m] základové desky.

Obrázek 24 Kontaktní napětí v základové spáře σ_z [kPa].

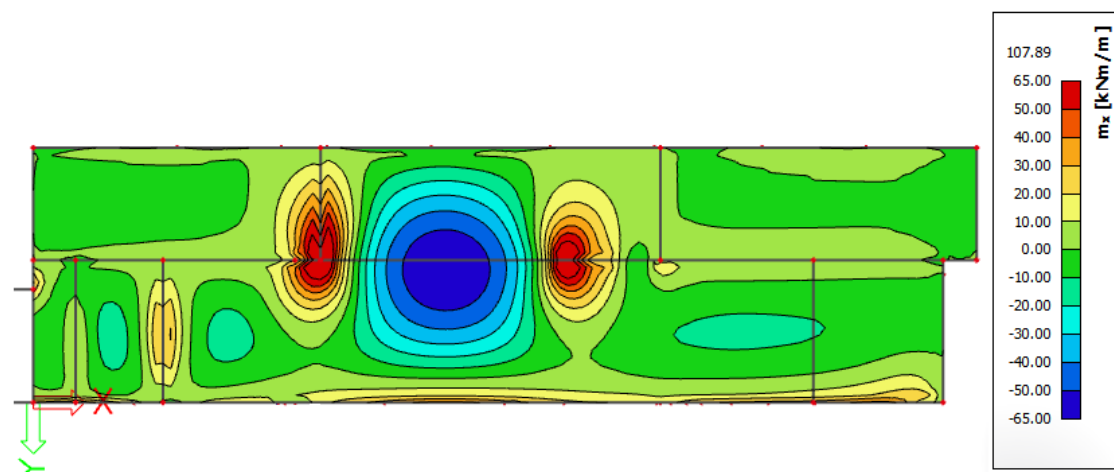
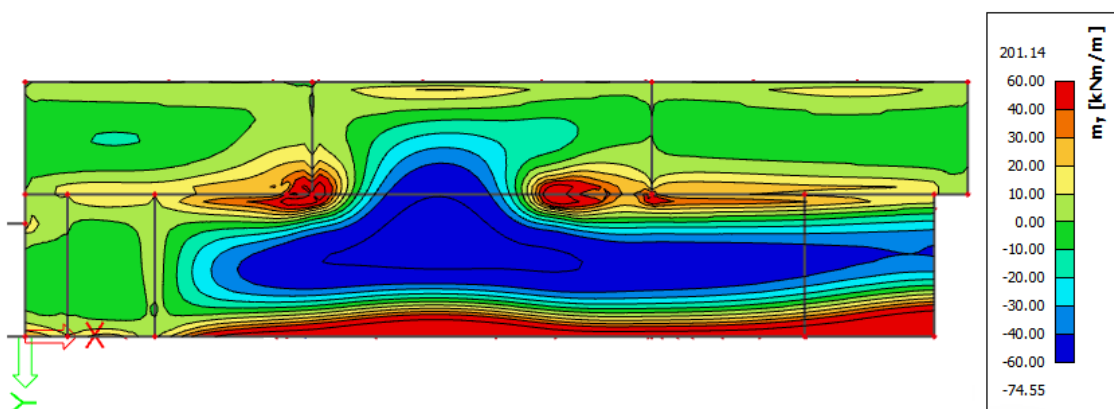
4.2 Vnitřní síly na stěnách

V této práci byly posuzovány 2 stěny. První stěna tloušťky 300 mm, která je po celé její délce a výšce zasypána zeminou. Tato stěna působí jako deska, jelikož zatížení působí převážně kolmo na její rovinu. Druhá stěna tloušťky 250 mm je už typicky zatížena rovnoběžně se svou rovinou. Vyznačení stěn S1 a S2 jsou na obrázku 25.

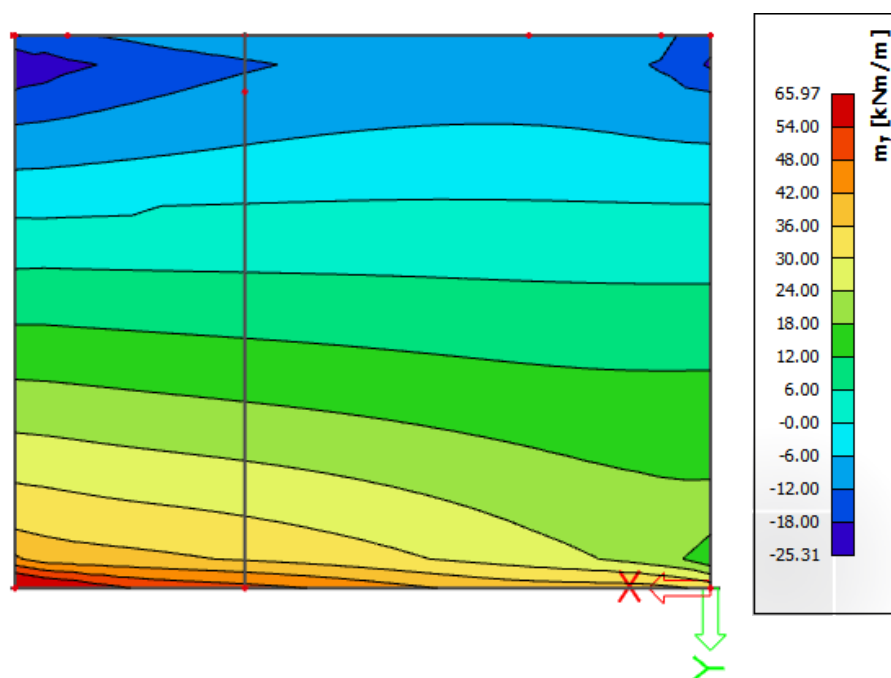
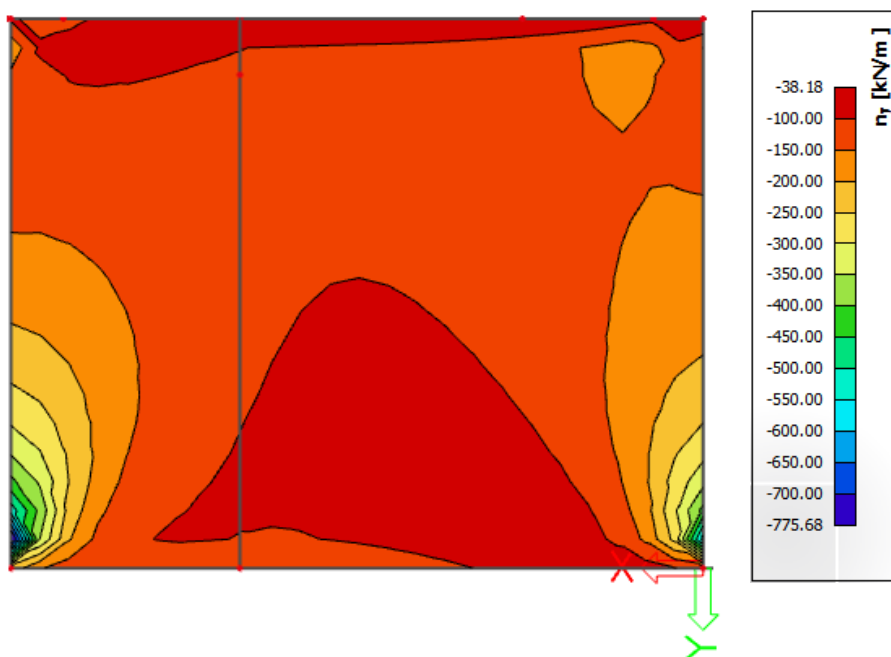


Obrázek 25 Schéma posuzovaných stěn S1 a S2.

1) Stěna S1

Obrázek 26 Obalová křivka ohybových momentů m_x [kNm/m] stěny S1.Obrázek 27 Obalová křivka ohybových momentů m_y [kNm/m] stěny S1.

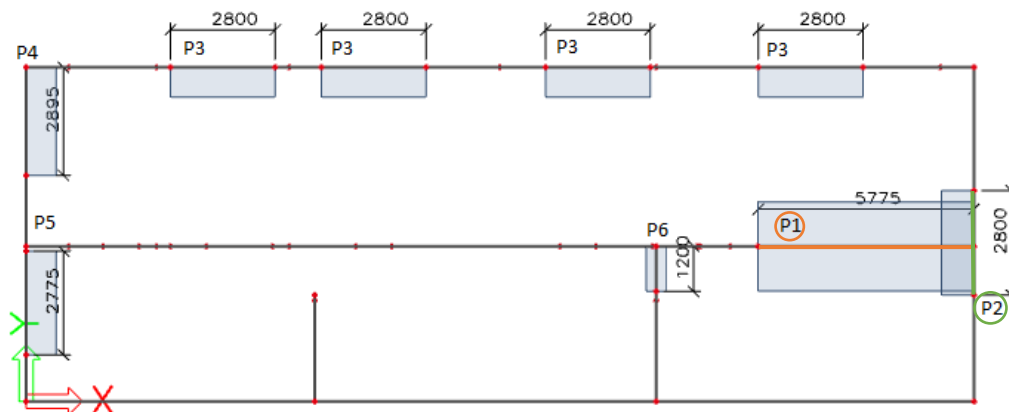
2) Stěna S2

Obrázek 28 Obalová křivka ohybových momentů m_y [kNm/m] stěny S2.Obrázek 29 Obalová křivka normálových sil n_y [kN/m] stěny S2.

Pro posouzení podle mezního stavu únosnosti je nutné znát dvě kombinace výsledků vnitřních sil a to maximální normálové síly $N_{\max} = 355$ kN/m a příslušného ohybového momentu $M_{\text{Ed}}(N_{\max}) = 42,46$ kNm/m a maximálního ohybového momentu $M_{\max} = 48$ kNm/m a příslušné normálové síly $N_{\text{Ed}}(M_{\max}) = 231,6$ kN/m.

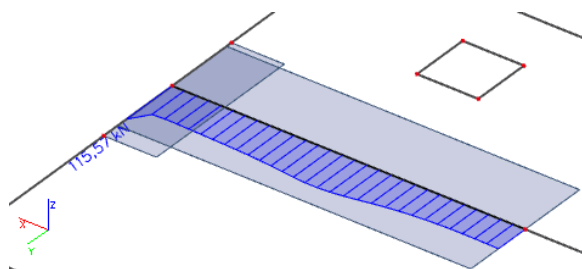
4.3. Vnitřní síly na průvlacích

Cílem této práce je statické posouzení nosné konstrukce. Jelikož je v objektu mnoho průvlaků, jsou vybrány pouze čtyři, a to dva ze stropní desky nad 2. NP a dva ze stropní desky nad 1. NP. V následujících obrázcích jsou patrné vnitřní síly, které na vybrané průvlaky působí. Na obrázku 30 jsou označeny všechny průvlaky ve stropní desce nad 2. NP s tím, že posouzeny budou průvlaky s označením P1 a P2.

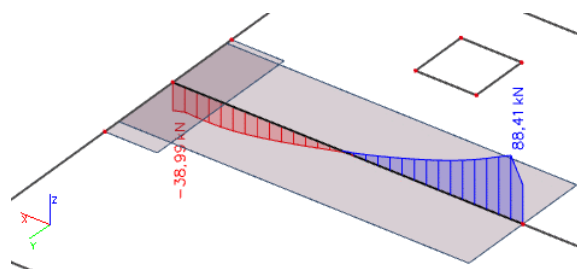


Obrázek 30 Půdorysné označení průvlaků stropní desky nad 2. NP

1) Průvlaky P1 a P2 na stropní desce 2. NP



Obrázek 31 Vnitřní posouvající síly průvlaku P1 Vy [kN]



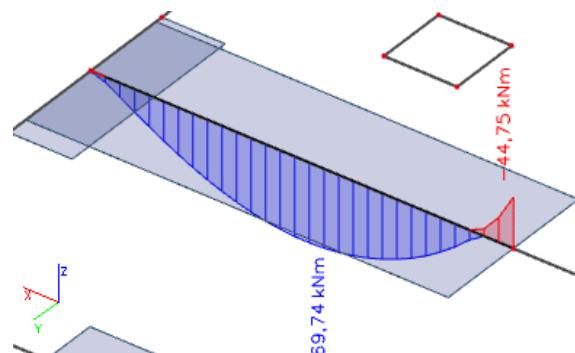
Obrázek 32 Vnitřní posouvající síly průvlaku P1 Vz [kN]

$$V_{y, P1} = 115,57 \text{ kN}$$

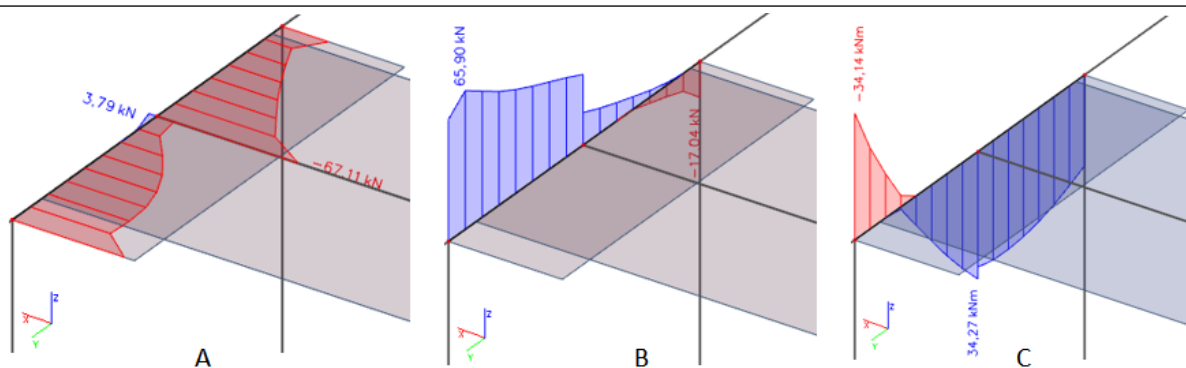
$$V_{z, P1} = 88,41 \text{ kN}$$

$$M_{y+, P1} = 69,74 \text{ kNm}$$

$$M_{y-, P1} = -44,75 \text{ kNm}$$



Obrázek 33 Vnitřní ohybové momenty průvlaku P1 My [kNm]

Obrázek 34 Vnitřní síly průvlaku P2 (A – V_y , B – V_z a C – M_y).

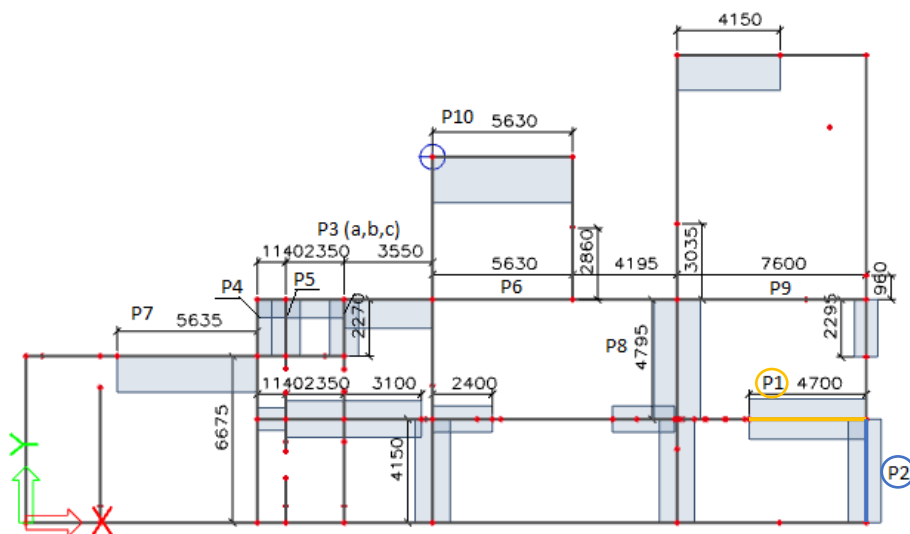
$$V_{y, P1} = 67,11 \text{ kN}$$

$$V_{z, P1} = 65,9 \text{ kN}$$

$$M_{y+, P1} = 34,27 \text{ kNm}$$

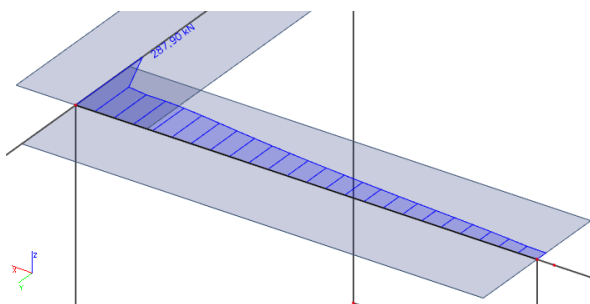
$$M_{y-, P1} = -34,14 \text{ kNm}$$

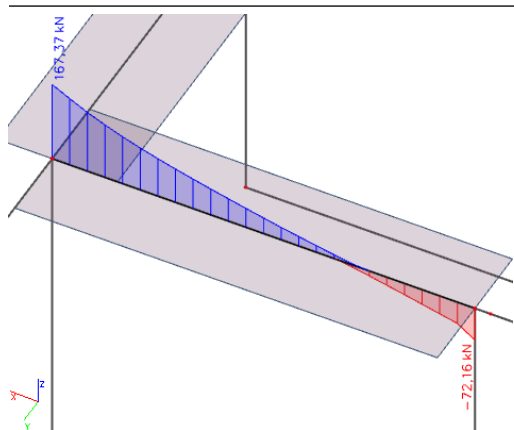
Obrázek 35 znázorňuje umístění průvlaků na stropní desce 1. NP. Na této desce jsou řešeny průvlaky s označením P1 a P2.



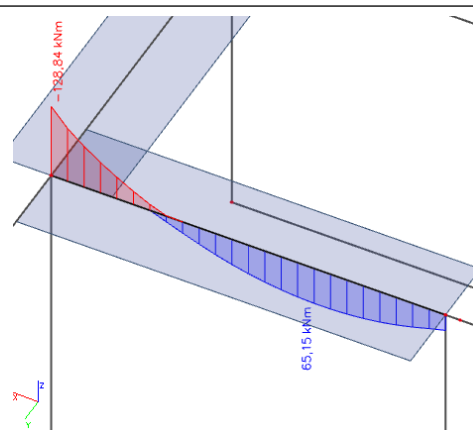
Obrázek 35 Půdorysné schéma průvlaků na stropní desce 1. NP

1) Průvlaky P1 a P2 na stropní desce 1. NP

Obrázek 36 Vnitřní posouvající síly průvlaku P1
 V_y [kN]



Obrázek 37 Vnitřní posouvající síly průvlaku P1 V_z [kN]



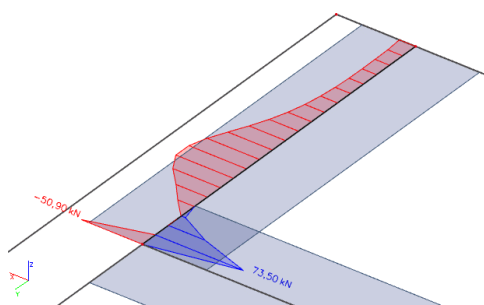
Obrázek 38 Vnitřní ohybové momenty průvlaku P1 M_y [kNm]

$$V_{y, P1} = 287,8 \text{ kN}$$

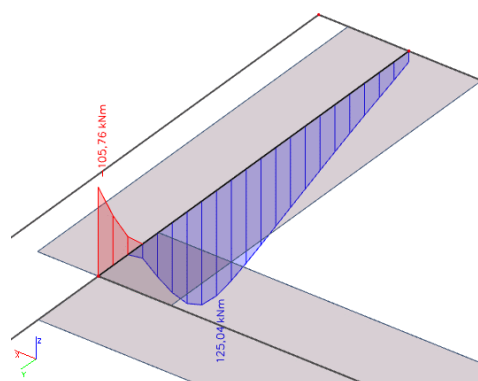
$$V_{z, P1} = 167,4 \text{ kN}$$

$$M_{y+, P1} = 65,15 \text{ kNm}$$

$$M_{y-, P1} = -128,8 \text{ kNm}$$



Obrázek 39 Vnitřní posouvající síly průvlaku P2 V_y [kN]



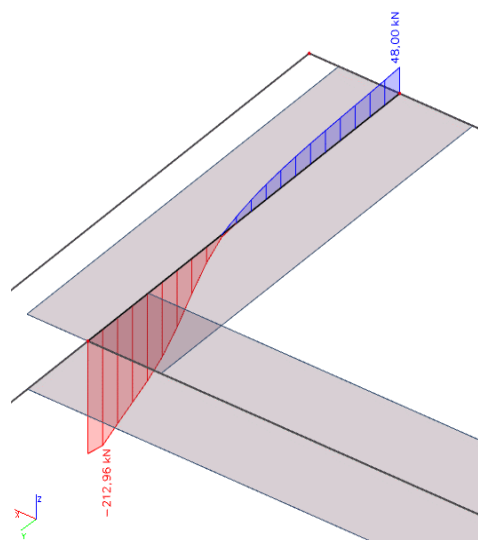
Obrázek 40 Vnitřní ohybové momenty průvlaku P2 M_y [kNm]

$$V_{y, P2} = 73,5 \text{ kN}$$

$$V_{z, P2} = 212,96 \text{ kN}$$

$$M_{y+, P2} = 125,04 \text{ kNm}$$

$$M_{y-, P2} = -105,76 \text{ kNm}$$



Obrázek 41 Vnitřní posouvající síly průvlaku P2 V_z [kN]

5. Statické posouzení vybraných nosných prvků

Statické posouzení se je v této práci podle metody mezních stavů. Tato metoda má dva mezní stavy, a to mezní stav únosnosti (dále jen MSÚ) a mezní stav použitelnosti (dále jen MSP). MSÚ je pro svou bezpečnost opatřen i bezpečnostními součiniteli pro materiál i pro zatížení. Dle MSÚ posuzujeme únosnost a stabilitu nosné konstrukce. Podle MSP posuzujeme omezení napětí, omezení trhlin a omezení průhybu.

5.1. Materiálové charakteristiky

Beton C30/37

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 32 \text{ GPa}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2 \text{ MPa}$$

Beton C25/30

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 31 \text{ GPa}$$

$$f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ MPa}$$

Třída konstrukce: S4 (životnost konstrukce 50 let)

Třída prostředí: XC1 (suché) a XC2 (mokré, občas suché – základy)

Betonářská výztuž B500 B

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

5.2. Základní vzorce

Výpočet odolnosti je počítán podle metody mezní rovnováhy. Principem této metody je nalézt rovnováhu sil v průřezu (rovnice (5.1)). K rovnováze sil potřebujeme znát sílu ve výztuži F_s [kN] sílu v tlačené části betonu F_c [kN] a rameno sil. Tyto veličiny se vypočtou následujícím postupem podle rovnic (5.2) a (5.3).

$$F_c = F_s \quad (5.1)$$

1) Síla ve výztuži

$$F_s = A_s f_{yd} \text{ [kN]} \quad (5.2)$$

kde: f_{yd} Návrhová hodnota pevnosti oceli v tahu na mezi kluzu [kPa]

A_s Plocha výztuže [m²]

1) Síla v tlačené části betonu

$$F_c = \lambda \eta x b f_{cd} \text{ [kN]} \quad (5.3)$$

kde: λ Součinitel definující efektivní výšku tlačené zóny; $\lambda = 0,8$ pro $f_{ck} < 50$ MPa

η Součinitel tlakové pevnosti; $\eta = 1$ pro $f_{ck} < 50$ MPa

x Výška tlačené oblasti a vypočte se dle rovnice (5.4).

$$x = \frac{F_s}{\lambda b \eta f_{cd}} \text{ [m]} \quad (5.4)$$

f_{cd} Návrhová hodnota pevnosti oceli v tahu na mezi kluzu [kPa]

2) Rovnovážný moment k těžišti tlačené části průřezu

$$M_{Rd} = F_s \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) \text{ [kNm]} \quad (5.5)$$

kde: d Účinná výška průřezu [m] a vypočte se dle rovnice (5.6)

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} \text{ [m]} \quad (5.6)$$

5.3. Stropní deska prvního nadzemního podlaží

Geometrie desky: $b = 1 \text{ m}$ výpočet odolnosti konstrukce na jeden metr běžný

$$h = 0,22 \text{ m}$$

Maximální účinky od zatížení:

Ohybové momenty v poli

Ohybové momenty v podpoře

základní rastr pro směr x i y

základní rastr pro směr x i y

$$m_{x,y}^+ = 23 \text{ kNm/m'}$$

$$m_{x,y}^- = -23 \text{ kNm/m'}$$

příložky pro směr x

příložky pro směr x i y

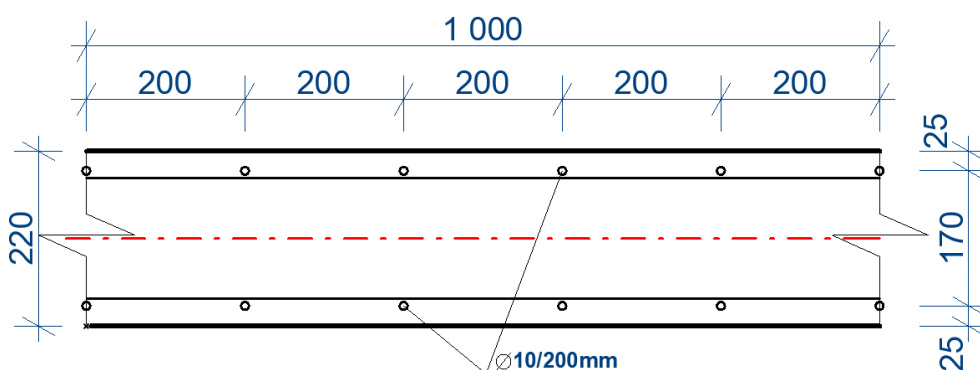
$$m_x^+ = 90 \text{ kNm/m'}$$

$$m_{x,y}^- = -90 \text{ kNm/m'}$$

Návrh výztuže pro základní rastr ve směru osy x a y u dolního i horního okraje

Návrh: $\phi = 10 \text{ mm}$

$$s_s = 200 \text{ mm}$$



Obrázek 42 Řez deskou ve směru osy x a schéma umístění výztuže.

Stropní deska 1. NP je vnitřní konstrukcí, proto je třída prostředí XC1 a třída konstrukce S4. Krycí vrstva výztuže se vypočítá podle rovnice (5.7).

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm} \quad (5.7)$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, \phi, c_{min,dur}, 10 \text{ mm}) = \max(10, 12, 10, 10) \doteq 15 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

Výpočet odolnosti konstrukce

S využitím metody mezní rovnováhy a rovnic (5.1), (5.2), (5.3), (5.4), (5.5), (5.6) a (5.8) bude výsledný moment únosnosti ve směru y při obou površích pro základní rastr $m_{Rd,y}$ nabývat hodnoty 31,71 kNm/m' a moment ve směru x při obou površích $m_{Rd,x} = 30$ kNm/m'. V tabulce 11 a 12 jsou mezivýsledky výpočtu jak pro směr x, tak pro směr y.

$$A_s = \frac{1}{s_s} * \frac{\pi \times \phi^2}{4} = \frac{1}{0,2} * \frac{\pi \times 0,01^2}{4} = 3,93 * 10^{-4} m^2 \quad (5.8)$$

Tabulka 12 Mezivýsledky výpočtu pro směr x.

Směr x		
A_s	3,93E-04	m ²
d	0,18	m
F_s	170,74	kN/m'
x	0,0107	m
$m_{Rd,x}$	30,00	kNm/m'

Tabulka 11 Mezivýsledky výpočtu pro směr y.

Směr y		
A_s	3,93E-04	m ²
d	0,19	m
F_s	170,74	kN/m'
x	0,0107	m
$m_{Rd,y}$	31,71	kNm/m'

Návrh výztuže pro příložky ve směru osy x a y u dolního i horního okraje**Návrh: $\phi = 10$ mm****Příložky: $\phi = 12$ mm** **$s_s = 200$ mm** **$s_s = 200$ mm**

Změnou ve výpočtu je jen to, že se sečtou plochy výztuží od základního rastru a od příložek. Dále pak vypočítat průměrnou účinnou výšku, pokud jsou výztuže jiného průměru. Mezivýsledky výpočtu a výsledný moment m_{Rd} jsou v tabulkách 13 a 14.

Tabulka 14 Mezivýsledky výpočtu ve směru x.

Směr x		
A_s	1,52E-03	m ²
d	0,1785	m
F_s	662,47	kN/m'
x	0,0414	m
$m_{Rd,x}$	107,28	kNm/m'

Tabulka 13 Mezivýsledky výpočtu ve směru y.

Směr y		
A_s	1,52E-03	m ²
d	0,1895	m
F_s	662,47	kN/m'
x	0,0414	m
$m_{Rd,y}$	114,57	kNm/m'

Posouzení únosnosti konstrukce

$$m_{Rd,x} = 30 \text{ kNm/m}' > m_{Ed,x} = 23 \text{ kNm/m}'$$

$$m_{Rd,y} = 31,7 \text{ kNm/m}' > m_{Ed,y} = 23 \text{ kNm/m}'$$

$$m_{Rd, xp} = 107,3 \text{ kNm/m} > m_{Ed, xp} = 90 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Rd, yp} = 114,8 \text{ kNm/m} > m_{Ed, yp} = 90 \text{ kNm/m}$$

Vyhovuje

Konstrukční zásady

- 1) Kontrola výšky tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,0414}{0,179} = 0,23 < \xi_{lim} = \left(\frac{x}{d}\right)_{lim} = 0,45 \dots \text{vyhovuje} \quad (5.9)$$

- 2) Minimální plocha vyztužení

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \max \left(\frac{0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d}{0,0013 b d} \right) = \max \left(\frac{0,26 * \frac{2,9}{500} * 1 * 0,179}{0,0013 * 1 * 0,179} \right) \\ &= \max \left(\frac{2,70 \times 10^{-4}}{2,32 \times 10^{-4}} \right) = 2,70 * 10^{-4} \text{ m}^2 \\ A_s &= 3,93 * 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,min} = 2,70 * 10^{-4} \text{ m}^2 \dots \text{vyhovuje} \end{aligned} \quad (5.10)$$

- 3) Maximální plocha vyztužení

$$\begin{aligned} A_{s,max} &= 0,04 A_c = 0,04 * 0,22 * 1 = 0,009 \text{ m}^2 \\ A_s &= 15,2 * 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,max} = 0,008 \text{ m}^2 \dots \text{vyhovuje} \end{aligned} \quad (5.11)$$

- 4) Minimální světlá vzdálenost prutů

Frakce kameniva byla zvolena 4/8 a 8/16, proto maximální velikost zrna d_g je 16 mm.

$$\begin{aligned} s_{min} &= \max(1,2\phi; d_g + 5; 20\text{mm}) = \max(1,2 * 12; 16 + 5; 20\text{mm}) \\ &= \max(14,4; 21; 20\text{mm}) = 21 \text{ mm} \end{aligned} \quad (5.12)$$

$$s = s_s - \phi = 200 - 8 = 192 \text{ mm}$$

$$s = 192 \text{ mm} > s_{min} = 21 \text{ mm} \dots \text{vyhovuje}$$

- 5) Maximální osová vzdálenost prutů

$$\begin{aligned} s_{max} &= \min(2h; 300\text{mm}) = \min(2 * 220; 300\text{mm}) = \min(440; 300\text{mm}) \\ &= 300 \text{ mm} \\ s_0 &= 200 \text{ mm} < s_{max} = 300 \text{ mm} \dots \text{vyhovuje} \end{aligned} \quad (5.13)$$

Kotevní délka

Základní kotevní délka pro pruty průměru 10 mm

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right) \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) = \left(\frac{10}{4}\right) \left(\frac{434,78}{3}\right) = 362,3 \text{ mm} \quad (5.14)$$

Návrh: $l_{b,rqd} = 370 \text{ mm}$

Kde f_{bd} je mezní stav napětí v soudržnosti žebírkové výztuže a betonu a vypočte se dle rovnice (5.15).

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 2,25 * 1 * 1 * \frac{2}{1,5} = 3 \text{ MPa} \quad (5.15)$$

Jsou zvoleny dobré podmínky pro soudržnost betonu s výztuží, proto součinitel $\eta_1 = 1$. Součinitel η_2 je závislý na průměru výztuže a platí, že $\eta_2 = 1$ pro $\phi < 32 \text{ mm}$.

Návrhová kotevní délka pro zakotvení horní výztuže

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = 1 * 1 * 1 * 0,775 * 1 * 370 = 286,75 \text{ mm} \quad (5.16)$$

Návrh: $l_{bd} = 300 \text{ mm}$

Kde: $\alpha_1 = 1$ pro přímé tažené pruty

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(cd - \phi) / \phi = 1 - 0,15(25 - 10) / 10 = 0,775 \text{ pro přímé tažené pruty}$$

$$\alpha_3 = 1 \text{ není zde ovinutí příčnou výztuží}$$

$$\alpha_4 = 1 \text{ nejsou zde příčně přivařené pruty}$$

$$\alpha_5 = 1 \text{ není zde účinek ovinutí příčným tlakem}$$

$$\begin{aligned} l_{b,min} &= \max(0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}) \\ &= \max(0,3 * 370; 10 * 10; 100 \text{ mm}) \\ &= \max(111; 100; 100 \text{ mm}) = 111 \text{ mm} \end{aligned} \quad (5.17)$$

U kotvení dolní výztuže do podpory nevzniká skoro žádné napětí ve výztuži, proto se kotví dolní výztuž na minimální kotevní délku 120 mm.

Návrh: $l_{bd} = 120 \text{ mm}$

$$l_{bd} = 120 \text{ mm} > l_{b,min} = 100 \text{ mm} \dots \text{vyhovuje}$$

Základní kotevní délka pro pruty průměru 12 mm dle rovnice (5.14).

$$l_{b,rqd} = 434,78 \text{ mm}$$

Návrh: $l_{b,rqd} = 440 \text{ mm}$

Návrhová kotevní délka pro zakotvení horní výztuže dle rovnice (5.16).

$$l_{bd} = 368,7 \text{ mm}$$

Návrh: $l_{bd} = 370 \text{ mm}$

Výpočet použitelnosti konstrukce

1) Omezení průhybu

Součinitel zohledňující nosný systém $K = 1,3$

Referenční stupeň vyztužení $\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \sqrt{30} = 0,00548$

Požadovaný stupeň vyztužení

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b * d} = \frac{0,000393}{1 * 0,179} = 0,0022$$

Protože $\rho_0 > \rho$ použije se tento vzorec:

$$\begin{aligned} \left(\frac{l}{d}\right)_{mezní} &= K[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} (\frac{\rho_0}{\rho} - 1)^{\frac{3}{2}}] \\ &= 1,3 [11 + 1,5 \sqrt{30} \frac{0,00548}{0,0022} + 3,2 \sqrt{30} (\frac{0,00548}{0,0022} - 1)^{\frac{3}{2}}] \\ &= 82,32 \end{aligned} \quad (5.18)$$

$$\frac{l}{d} = \frac{4\,800}{179} = 26,81$$

$$\frac{l}{d} = 26,81 < \left(\frac{l}{d}\right)_{mezní} = 82,32 \dots \dots \text{vyhovuje, od výpočtu lze upustit}$$

2) Omezení trhlin

Minimální vyztužení

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 * 1 * 2,9 * 0,01}{500} = 2,32E^{-05} m^2 \quad (5.19)$$

kde: $k = 1$ – pro desky $h < 300$ mm

$k_c = 0,4$ – pro obdélníkový průřez bez tlakových sil

$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9$ MPa

$\sigma_s = f_{yk} = 500$ MPa

$A_{ct} = \min(2,5(h-d); (h-d)/3; h/2) = \min(0,08; 0,01; 0,11) = 0,01$ m²

$A_{s,min} = 2,32E^{-05}$ m² < $A_s = 3,93E^{-04}$ m²

Vyhovuje

Další posuzované desky, tj. stropní deska 2. NP a základová deska, jsou řešeny v příloze číslo 1 a výkres výztuže stropní desky 1. NP je v příloze 2.

5.4. Stěna S2

Protože stěna S1 je namáhána víc jako deska, bude zde rozepsán postup posouzení stěny S2. Stěna S2 se řeší pomocí interakčního diagramu při kombinaci normálové síly a ohybového momentu.

Geometrie prvku: $h = 0,25$ m

$b = 1$ m

$l = 3,1$ m

Maximální účinky od zatížení:

Maximální ohybový moment a příslušná normálová síla

$M_{Ed,max}(N_{Ed}) = -48$ kNm

$N_{Ed}(M_{Ed,max}) = -231$ kN

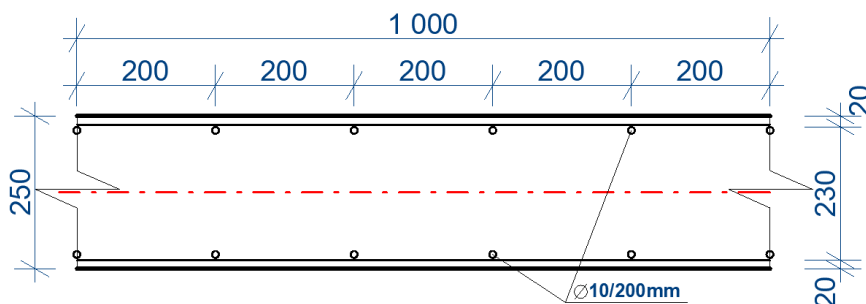
Maximální normálová síla a příslušný ohybový moment

$M_{Ed}(N_{Ed,max}) = 42,46$ kNm

$N_{Ed,max}(M_{Ed}) = -355$ kN

Návrh výztuže: $\phi = 10 \text{ mm}$

$s_s = 200 \text{ mm}$



Obrázek 43 Podélný řez stěnou S2 a její uspořádání výztuže.

Stěna S2 je vnitřní konstrukcí, proto je třída prostředí XC1 a třída konstrukce S4. Krycí vrstva výztuže se vypočítá podle rovnice (5.7).

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b}, \phi, c_{\min,dur}, 10 \text{ mm}) = \max(10, 10, 10, 10) = 10 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm}$$

K sestavení interakčního diagramu je potřeba zjistit základní body grafu. První bod je nazván Bod 0 a ukazuje nám porušení betonu při rovnoměrném rozdělení přetvoření v tlačeném betonu po celé výšce průřezu. Bod 1 pak, že v těžišti plochy výztuže prochází neutrálná osa, bod 2 značí, že výztuž A_{s1} je namáhána na mez kluzu a bod 3 vyjadřuje prostý ohyb bez působení normálové síly. Základní parametry nutné pro výpočet těchto bodů jsou vypočteny podle rovnic (5.2), (5.6), (5.8), (5.20), (5.21) a (5.22).

$$A_c = b h [m^2] \quad (5.20)$$

$$z_{s1} = \frac{h}{2} - c - \frac{\phi}{2} [m] \quad (5.21)$$

$$d_1 = c + \frac{\phi}{2} [m] \quad (5.22)$$

Jelikož je stěna vyztužena při obou površích stejně, pak platí $A_{s1} = A_{s2}$, $z_{s1} = z_{s2}$ a $d_1 = d_2$. Výsledné hodnoty jsou patrné v tabulce 15.

Tabulka 15 Parametry pro výpočet interakčních bodů.

Výpočet sil ve výztuži	
A_c	0,25 m ²
$A_{s1} = A_{s2}$	3,93E-04 m ²
$z_{s1} = z_{s2}$	0,09 m
d	0,215 m
$d_1 = d_2$	0,025 m
$F_{s1} = F_{s2}$	170,74 kN

Interakční diagram

BOD 0 – $x = h$, celý průřez je tlačенý, $M_{ed} = 0$ kNm a $N_{Ed} = \max$.

$$F_{c,0} = \eta b h f_{cd} = 1 * 1 * 0,25 * 20 * 10^3 = 5\,000 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,0} = F_c + F_{s1} + F_{s2} = 5\,000 + 170,74 + 170,74 = 5\,341,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,0} = F_{s1}z_{s1} - F_{s2}z_{s2} = 170,74 * 0,09 - 170,74 * 0,09 = 0 \text{ kNm}$$

BOD 1 – tlačená oblast $x = d$ a v těžišti plochy výztuže A_{s1} prochází neutrálná osa a $N_{Ed} > M_{Ed}$

$$F_{c,1} = \lambda \eta b d f_{cd} = 0,8 * 1 * 1 * 0,215 * 20 * 10^3 = 3\,440 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,1} = F_{c,1} + F_{s1} + F_{s2} = 3\,440 + 170,74 + 170,74 = 3\,781,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd,1} &= F_{c,1} \left(\frac{h}{2} - \frac{\lambda * d}{2} \right) + F_{s1}z_{s1} - F_{s2}z_{s2} \\ &= 3\,440 * \left(\frac{0,25}{2} - \frac{0,8 * 0,215}{2} \right) + 170,74 * 0,09 - 170,74 * 0 \\ &= 149,53 \text{ kNm} \end{aligned}$$

BOD 2 – síla ve výztuži F_{s1} je na mezi kluzu

$$x = \frac{700}{700 + f_{yd}} * d = \frac{700}{700 + 434,78 * 10^3} 0,215 = 0,133 \text{ m}$$

$$F_{c,2} = \lambda b x f_{cd} = 0,8 * 1 * 0,133 * 20 * 10^3 = 2\,122 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,2} = F_{c,2} + F_{s1} - F_{s2} = 2\,122 + 170,74 - 170,74 = 2\,122 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Rd,2} &= F_{c,2} \left(\frac{h}{2} - \frac{\lambda * x}{2} \right) + F_{s1} z_{s1} + F_{s2} z_{s2} \\
 &= 2\,122 * \left(\frac{0,25}{2} - \frac{0,8 * 0,133}{2} \right) + 170,74 * 0,09 + 170,74 * 0,09 \\
 &= 183,41 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

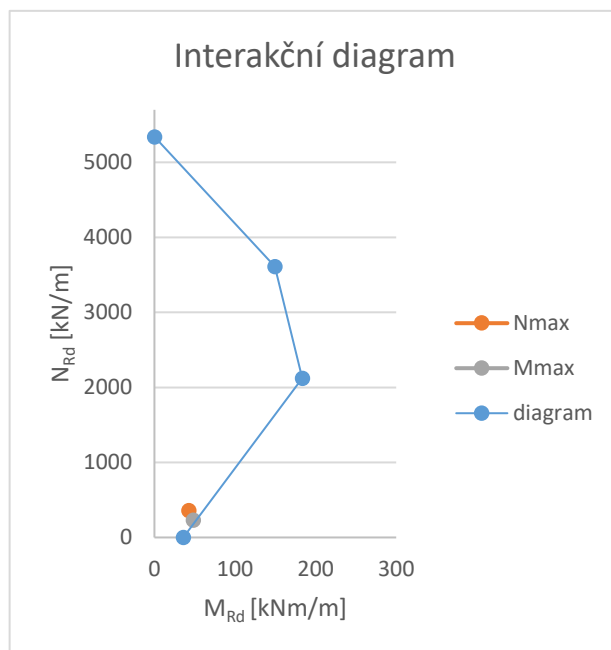
BOD 3 –prostý ohyb, $N_{Ed} = 0$ a $M_{ed} = \max$.

$$x = \frac{F_{s1}}{\lambda b f_{cd}} = \frac{170,74}{0,8 * 0,25 * 20 * 10^3} = 0,011 \text{ m}$$

$$N_{Rd,3} = (F_c - F_{s1}) = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,3} = F_{s1} \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) = 170,74 * \left(0,215 - \frac{0,8 * 0,011}{2} \right) = 35,98 \text{ kNm}$$

Grafické posouzení



Obrázek 44 Interakční diagram stěny S2.

Z obrázku 44 je patrné, že kombinace vnitřních sil je umístěna do vnitřního prostoru grafu, tzn., že únosnost stěny S2 je vyhovující jako tlak s velkou výstředností.

Posouzení výpočtem pro Tlak s velkou excentricitou

Maximální ohybový moment a příslušná normálová síla

$$M_{Ed,max}(N_{Ed}) = 48 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed}(M_{Ed,max}) = -231 \text{ kN}$$

Výška tlačené oblasti

$$x = \frac{N_{ed} F_{s1}}{b \lambda f_{cd}} = \frac{231 * 170,74}{1 * 0,8 * 20 * 10^3} = 0,025 \text{ m}$$

Síla v tlačené části betonu

$$F_c = \lambda x b f_{cd} = 0,8 * 0,025 * 1 * 20 * 10^3 = 401,73 \text{ kN}$$

Únosnost

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_c \left(\frac{h}{2} - \frac{\lambda * x}{2} \right) + F_{s1} z_{s1} + F_{s2} z_{s2} \\ &= 401,73 * \left(\frac{0,25}{2} - \frac{0,8 * 0,025}{2} \right) + 170,74 * 0,09 + 170,74 * 0,09 \\ &= 80,94 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 80,94 \text{ kNm} > M_{Ed,max}(N_{Ed}) = 48 \text{ kNm}$$

Vyhovuje

Konstrukční zásady

- 1) Minimální plocha vyztužení se vypočte pomocí rovnice (5.10), maximální plocha vyztužení podle rovnice (5.11) a porovná s plochou výztuže A_{s1} .

$$A_{s,min} = 8,2 * 10^{-5} \text{ m}^2 < A_s = 3,93 * 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,max} = 0,01 \text{ m}^2$$

Kritéria plochy vyztužení vyhovují

- 2) Kontrola využití tažené výztuže

$$x_{lim} = \frac{700}{700 + f_{yd}} d = \frac{700}{700 + 434,78} 0,215 = 0,13 \text{ m}$$

$$x = 0,025 \text{ m} < x_{lim} = 0,13 \text{ m}$$

Vyhovuje

Návrh a posouzení vodorovné výztuže**Návrh: $\phi = 10 \text{ mm}$**

Vnitřní ohybový moment ve směru x

 $S_s = 150 \text{ mm}$ $m_{Ed,x} = 15 \text{ kNm/m}$

Posouzení je podle klasického postupu podle metody mezní rovnováhy v kapitole 5.2. a výsledné hodnoty viz tabulka č. 16.

Tabulka 16 Výsledné hodnoty posudku únosnosti.

Směr x	
A_s	$5,24\text{E-}04 \text{ m}^2$
d	$0,225 \text{ m}$
x	$0,063 \text{ m}$
F_s	$227,65 \text{ kN/m}$
$m_{RD,x}$	$45,46 \text{ kNm/m}$

$$m_{RD,x} = 45,5 \text{ kNm/m} > m_{Ed,x} = 15 \text{ kNm/m}$$

Vyhovuje

3) Maximální vzdálenost příčné výztuže

$$s_{s,max} = \min(15 \phi; \min(b, h); 300 \text{ mm}) = \min(150; 250; 300 \text{ mm}) = 150 \text{ mm} = s_s = 150 \text{ mm}$$

VyhovujePosouzení na vzpěr

$$N_{Ed} = 355 \text{ kN}$$

1) Účinný součinitel dotvarování

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty,28)} \left(\frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \right) = 2,2 * \left(\frac{30}{48} \right) = 1,38$$

Kde: $\varphi_{(\infty,28)} = 2,2$ získáno z grafu z [6]

$M_{0Eqp} = 30 \text{ kNm}$ ohybový moment prvního řádu od kvazistálé kombinace zatížení

$M_{0Ed} = 48 \text{ kNm}$ ohybový moment prvního řádu od návrhové kombinace zatížení

2) Mechanický stupeň vyztužení

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{7,85 * 10^{-4} * 434,78}{0,25 * 20} = 0,07$$

3) Limitní štíhlost

$$\lambda_{lim} = \frac{20 A B C}{\sqrt{n}} = \frac{20 * 0,78 * 1,07 * 0,7}{\sqrt{0,07}} = 43,9 \quad (5.23)$$

Kde: $A = 1/(1+0,2*\phi_{ef}) = 1/(1+0,2*1,38) = 0,78$

$$B = \sqrt{1 + 2 \omega} = \sqrt{1 + 2 * 0,07} = 1,07$$

$$C = 0,7$$

$$n = N_{Ed}/(A_c * f_{cd}) = 580,06 / (0,25 * 20 * 10^3) = 0,07 \text{ poměrová normálová síla}$$

4) Štíhlost

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{2,2}{0,29} = 7,57 \quad (5.24)$$

Kde:

$$l_0 = 0,5 \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} = 2,2 \text{ m} \quad (5.25)$$

$$k_1 = k_2 = 0,1$$

$$i = \sqrt{I_y / A_c} = \sqrt{(1/12 * 1 * 0,25^3) / 0,25} = 0,29 \text{ m poloměr setrvačnosti průřezu bez trhlin}$$

$$\lambda_{lim} = 43,9 > \lambda = 7,57$$

Lze upustit od posouzení podle II. řádu.

Statický posudek stěny S1 je v příloze číslo 3.

5.5. Průvlak P1 stropní desky 1. NP

Geometrie prvku: $h = 0,57 \text{ m}$

$$b_w = 0,2 \text{ m}$$

$$l = 6,05 \text{ m}$$

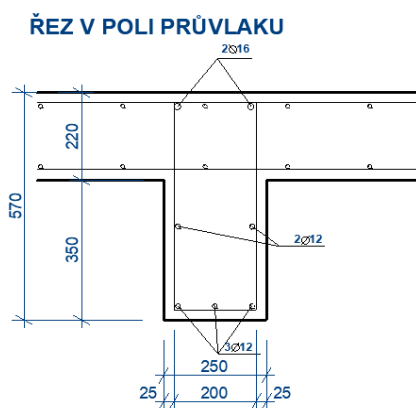
Maximální účinky od zatížení:

$$M_{Ed}^+ = 65,15 \text{ kNm}$$

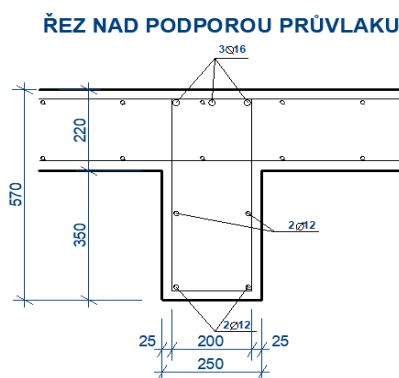
$$M_{Ed}^- = -128,8 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,y} = 287,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 167,4 \text{ kN}$$

Návrh výztuže v poli (u spodního okraje)**Návrh výztuže nad podporou****Návrh: $\phi = 12 \text{ mm}$; $n = 3 \text{ ks}$** **Návrh: $\phi = 16 \text{ mm}$; $n = 3 \text{ ks}$** 

Obrázek 45 Schéma vyztužení průvlaku v poli.



Obrázek 46 Schéma vyztužení průvlaku nad podporou.

Řešený průvlak P1 se nachází ve vnitřním prostředí budovy, proto je voleno prostředí XC1 a třída konstrukce S4. Krycí vrstva výztuže se vypočítá podle rovnice (5.7)

$$c_{\min} = \max(c_{\min,b}, \phi, c_{\min,dur}, 10 \text{ mm}) = \max(10, 16, 10, 10) = 15 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 25 \text{ mm}$$

Výpočet únosnosti průvlaku

Je zde opět použita metoda mezní rovnováhy a opětovný postup jako v případě výpočtu únosnosti stropní desky viz kapitola 5.3. a 5.1.. Plocha výztuže A_s je vypočtena rovnicí (5.26).

$$A_s = n \pi \frac{\phi^2}{4} [m^2] \quad (5.26)$$

Výsledné hodnoty ohybových momentů únosnosti M_{Rd} a mezivýsledky potřebných parametrů k výpočtu jsou zobrazeny v tabulce 17 a 18.

Tabulka 18 Mezivýsledky a výsledný moment únosnosti v poli průvlaku.

V poli průvlaku	
A_s	$3,39E-04 \text{ m}^2$
d	$0,539 \text{ m}$
F_s	$147,52 \text{ kN}$
x	$0,0369 \text{ m}$
M_{Rd}^+	$77,34 \text{ kNm}$

Tabulka 17 Mezivýsledky a výsledný moment únosnosti nad podporou.

Nad podporou	
A_s	$6,03E-04 \text{ m}^2$
d	$0,534 \text{ m}$
F_s	$262,25 \text{ kNm}$
x	$0,0656 \text{ m}$
M_{Rd}^-	$133,17 \text{ kNm}$

Posouzení únosnosti konstrukce

$$M_{Rd+} = 77,34 \text{ kNm} > M_{Ed+} = 65,15 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd-} = 133,17 \text{ kNm} > M_{Ed-} = 128,4 \text{ kNm/m'}$$

VyhovujeKonstrukční zásady

- 1) Kontrola výšky tlačené oblasti se vypočte dle rovnice (5.9).

$$\xi = 0,068 < \xi_{lim} = 0,45 \text{vyhovuje}$$

$$\xi = 0,123 < \xi_{lim} = 0,45 \text{vyhovuje}$$

- 2) Minimální plocha vyztužení se vypočte dle rovnice (5.10)

$$A_{s,min} = \max (2,01 \cdot 10^{-4}; 1,74 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2) = 2,01 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 3,39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,min} = 2,01 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{vyhovuje}$$

$$A_s = 6,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,min} = 2,01 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{vyhovuje}$$

- 3) Maximální plocha vyztužení se vypočte dle rovnice (5.11).

$$A_{s,max} = 0,0057 \text{ m}^2$$

$$A_s = 3,39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < A_{s,max} = 0,0057 \text{ m}^2 \text{vyhovuje}$$

$$A_s = 6,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < A_{s,max} = 0,0057 \text{ m}^2 \text{vyhovuje}$$

4) Minimální světlá vzdálenost prutů se vypočte dle rovnice (5.12).

Frakce kameniva byla zvolena 4/8 a 8/16, proto maximální velikost zrna d_g je 16 mm.

$$s_{\min} = \max(19,2; 21; 20 \text{ mm}) = 21 \text{ mm}$$

$$s = (b - n \cdot \phi - 2 \cdot c_{\text{nom}}) / (n-1) = (250 - 3 \cdot 16 - 2 \cdot 25) / (3-1) = 76 \text{ mm}$$

$$s = 76 \text{ mm} > s_{\min} = 21 \text{ mm} \dots\dots \textbf{vyhovuje}$$

Kotevní délka

Základní kotevní délka pro pruty průměru 16 mm dle rovnice (5.14).

$$l_{b,rqd} = 579,71 \text{ mm}$$

Návrh: $l_{b,rqd} = 580 \text{ mm}$

Návrhová kotevní délka pro zakotvení horní výztuže dle rovnice (5.16).

$$l_{bd} = 531,06 \text{ mm}$$

Návrh: $l_{bd} = 540 \text{ mm}$

Návrh smykové výztuže

1) Ověření únosnosti průvlaku ve smyku bez smykové výztuže.

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= [C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100 \rho f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \\ &= [0,12 * 1,612^3 \sqrt{100 * 0,00452 * 30} + 0] * 0,25 \\ &\quad * 0,539 = 61,6 \text{ kN} \end{aligned} \quad (5.27)$$

Kde: $k_1 * \sigma_{cp} = 0$ je zde nulové normálové napětí

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{539}} = 1,612 < 2 \dots k = 1,612 \quad (5.28)$$

Stupeň vyztužení v podpoře

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * d} = 6,07 * \frac{10^{-4}}{0,25 * 0,539} = 0,00452 < 0,02 \dots \rho = 0,00452 \quad (5.29)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \text{ MPa} \quad (5.30)$$

Minimální smykové napětí

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 * 1,612^{\frac{3}{2}} * 30^{\frac{1}{2}} = 0,392 \text{ MPa} \quad (5.31)$$

$$V_{Rd,c} = 61,6 \text{ kN} > (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = (0,392 * 10^3 + 0) * 0,25 * 0,539 = 52,87 \text{ kN}$$

Posouzení na minimální přenesení smykového napětí vyhoví.

$$V_{Ed,y} = 287,9 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 61,6 \text{ kN}$$

Nevyhovuje, musí se navrhnout smyková výztuž.

2) Návrh smykové výztuže

Výpočet únosnosti průvlaku se smykovou výztuží se provádí pomocí příhradové analogie, kde tažené pruty jsou výztuž a tlačené diagonály zastupují beton v tlaku.

Návrh: $\phi = 10 \text{ mm}$; $s = 100 \text{ mm}$; dvojstrážný třmínek – $t_t = 2$

Průřezová plocha smykové výztuže

$$A_{sw} = t_t \pi \left(\frac{\phi^2}{4} \right) = 2 * \pi * \left(\frac{0,01^2}{4} \right) = 1,6 * 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (5.32)$$

$$f_{ywd} = f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Rameno vnitřních sil

$$z = 0,9 * d = 0,9 * 0,539 = 0,481 \text{ m}$$

$\cotg \theta = 1$ – úhel $\theta = 90^\circ$ a je to úhel mezi podélnou výztuží a třmínky.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} (z f_{ywd} \cotg \theta)}{s} = 1,6 * 10^{-4} * 0,481 * 434,78 * 10^3 * \frac{1}{0,1} \quad (5.33)$$

$$= 328,23 \text{ kN}$$

Maximální návrhová hodnota posouvající síly, kterou prvek může přenést.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \left(\frac{f_{cd}}{\cotg \theta + \tan \theta} \right) \quad (5.34)$$

$$= 1 * 0,25 * 0,481 * 0,528 * \left(\frac{20 * 10^3}{1 + 1} \right) = 634,4 \text{ kN}$$

Kde:

$$\nu_1 = 0,6 * \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250} \right) \right] = 0,6 * \left[1 - \left(\frac{30}{250} \right) \right] = 0,528$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$\tan \theta = 1$$

Vybere se minimální hodnota z rovnic (5.33) a (5.34) a porovná se s maximální posouvající silou V_{Ed} .

$$V_{Rd,s} = 328,23 \text{ kN} > V_{Ed,y} = 287,9 \text{ kN}$$

Únosnost smykové výztuže a prvek vyhoví

Jako konstrukční výztuž navrhuji dvojtržné třmínky z profilu o průměru 10 mm a osově vzdálenosti 200 mm. Posoudí se, zda vyhoví minimální stupeň vyztužení, maximální příčná vzdálenost větví třmínku a maximální vzdálenost mezi třmínky podle rovnic (5.35), (5.36), (5.37) a (5.38).

1) Minimální stupeň vyztužení

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 8,76 * 10^{-4} \quad (5.35)$$

$$\rho_{sw} = A_{sw} / (s b_w \sin \alpha) = 1,6 * \frac{10^{-4}}{0,1 * 0,25 * 1} = 0,0063 \quad (5.36)$$

$$\rho_{w,min} = 8,76 * 10^{-4} < \rho_w = 6,3 * 10^{-3} \dots \text{vyhovuje}$$

2) Maximální příčná vzdálenost větví třmínků

$$\begin{aligned} s_{t,max} &= \min(0,75d; 600 \text{ mm}) = \min(0,75 * 539; 600 \text{ mm}) \\ &= \min(400; 600 \text{ mm}) = 400 \text{ mm} \end{aligned} \quad (5.37)$$

$$s_t = (b - 2c_{nom} - \phi) / 2 = (250 - 2 * 25 - 16) / 1 = 184 \text{ mm}$$

$$s_t = 184 \text{ mm} < s_{t,max} = 400 \text{ mm} \dots \text{vyhovuje}$$

3) Maximální vzdálenost mezi třmínky

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \theta) = 0,75 * 593 * (1 + 0) = 400 \text{ mm} \quad (5.38)$$

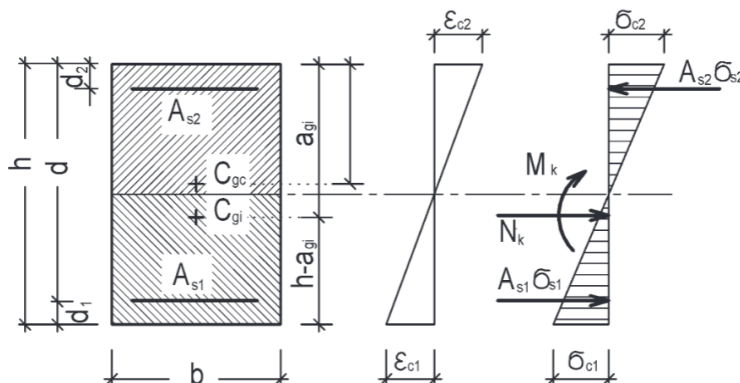
$$s = 200 \text{ mm} < s_{max} = 400 \text{ mm} \dots \text{Vyhovuje}$$

Výpočet použitelnosti konstrukce

A. Omezení trhlin

1) Ideální průřez bez trhliny (plně působí celý betonový průřez)

Výpočtem ideálního průřezu bez trhliny zjistíme, jestli napětí v dolních vláknech při maximálním ohybovém momentu budou vznikat trhliny, tzn. pokud napětí přesáhne charakteristickou hodnotu pevnosti betonu v tahu, vzniknout trhliny.



Obrázek 47 Ideální průřez. [12]

$$A_{s1} = 3,39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s2} = 6,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$d_1 = c_{\text{nom}} + \phi/2 = 25 + 12/2 = 31 \text{ mm} = 0,031 \text{ m}$$

$$d_2 = c_{\text{nom,desky}} + \phi_{\text{deska}} + \phi/2 = 25 + 10 + 16/2 = 43 \text{ mm} = 0,043 \text{ m}$$

$$d = 539 \text{ mm} = 0,539 \text{ m}$$

Násobek plochy výztuže

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{32} = 6,25 \quad (5.39)$$

Plocha průřezu bez trhlin

$$\begin{aligned} A_i &= A_c + \alpha_c (A_{s1} + A_{s2}) = 0,25 \cdot 0,57 + 6,25(3,39E^{-4} + 6,03E^{-4}) \\ &= 0,148 \text{ m}^2 \end{aligned} \quad (5.40)$$

Těžiště průřezu bez trhlin

$$\begin{aligned}
 a_{ig} &= \frac{[A_c a_c + \alpha_c (A_{s1} d_1 + A_{s2} d_2)]}{A_i} \\
 &= \frac{[0,25 * 0,57 * 0,285 + 6,25(3,39E^{-4} * 0,031 + 6,03E^{-4} * 0,043)]}{0,148} \\
 &= 0,274m
 \end{aligned} \tag{5.41}$$

Moment setrvačnosti průřezu bez trhlin

$$\begin{aligned}
 I_i &= I_c + A_c(a_{ig} - a_c)^2 + \alpha_c A_{s1}(a_{ig} - d_1)^2 + \alpha_c A_{s2}(a_{ig} - d_2)^2 \\
 &= \frac{1}{12} * 0,25 * 0,57^3 + 0,25 * 0,57(0,274 - 0,285)^2 + 6,25 \\
 &\quad * 3,39E^{-4}(0,274 - 0,031)^2 + 6,25 * 6,03E^{-4}(0,274 \\
 &\quad - 0,043)^2 = 4E^{-3} m^4
 \end{aligned} \tag{5.42}$$

Charakteristická hodnota ohybového momentu a normálové síly jsou vypočítány kvazistálou kombinací zatížení.

Výpočet napětí v dolních vláknech

$M_{Ek} = 41,67 \text{ kNm}$; $N_{Ek} = 0 \text{ kN}$ - Spodní vlákna jsou tlačena, proto je neuvažujeme.

$$\begin{aligned}
 \sigma_{c1} &= \frac{n_{Ek}}{A_i} + \frac{m_{Ek}}{I_i} (h - a_{ig}) = \frac{0}{0,148} + \frac{41,67 * 10^{-3}}{4E^{-3}} (0,57 - 0,274) \\
 &= 3,09 \text{ MPa}
 \end{aligned} \tag{5.43}$$

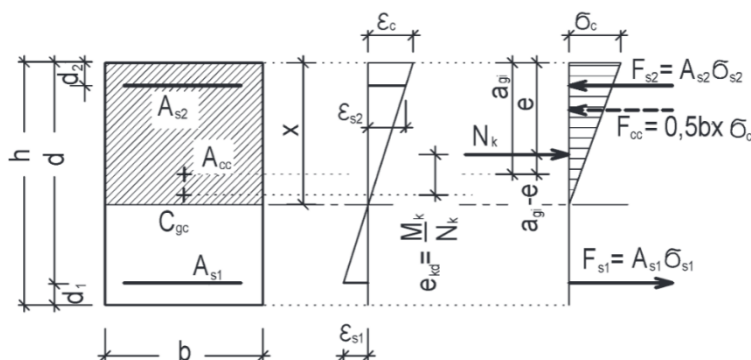
Posudek:

$$\sigma_{c1} = 3,09 \text{ MPa} > f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

Vzniknou trhliny

2) Ideální průřez s trhlinou

Druhým krokem výpočtu napětí v betonu je počítat s ideálním průřezem s trhlinou. Tento model uvažuje, že beton v tahu nepůsobí a zastoupí ho plně výztuž. Výsledkem je napětí v nejvíce namáhaném tlačném betonu a ten nemá být větší než 60% pevnosti betonu v tlaku.



Obrázek 48 Ideální průřez s trhlinou [12].

Kvadratická rovnice pro výpočet tlacené části průřezu pro obdélníkové ŽB průřezy

$$x^2 + \frac{2\alpha_c}{b} (A_{s1} + A_{s2})x - \frac{2\alpha_c}{b} (A_{s1}d_1 + A_{s2}d_2) = 0 \quad (5.44)$$

$x = 0,128 \text{ m} < h_s = 0,22 \text{ m} \dots$ Výška tlacené oblasti vychází do desky

Plocha ideálního průřezu s trhlinou

$$\begin{aligned} A_{i2} &= A_{c2} + \alpha_c A_{s1} + \alpha_c A_{s2} \\ &= 0,25 * 0,128 + 6,25 * 3,39 * 10^{-4} + 6,25 * 6,07 * 10^{-4} \\ &= 0,038 \text{ m}^2 \end{aligned} \quad (5.45)$$

Těžiště ideálního průřezu s trhlinou

$$\begin{aligned} a_{gi2} &= \frac{A_{c2}a_c + \alpha_c (A_{s1}d_1 + A_{s2}d_2)}{A_{i2}} \\ &= \frac{0,128 * 0,25 * 0,0064 + 6,25(3,39 * 10^{-4} * 0,031 + 6,07 * 10^{-4} * 0,043)}{0,038} \\ &= 0,247 \text{ m} \end{aligned} \quad (5.46)$$

Moment setrvačnosti pro průřez s trhlinou

$$\begin{aligned} I_{i2} &= \frac{1}{3}bx^3 + \alpha_c [A_{s1}(d-x)^2 + A_{s2}(x-d_2)^2] \\ &= \frac{1}{3}0,25 * 0,128^3 + 6,25[3,39 * 10^{-4}(0,539 - 0,128)^2 \\ &\quad + 6,07 * 10^{-4}(0,128 - 0,043)^2] = 0,000561 \text{ m}^4 \end{aligned} \quad (5.47)$$

Omezení napětí v tlaceném betonu

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{M_{Ek}}{I_{i2}} * x = \frac{41,67 * 10^{-3}}{0,000561} * 0,128 = 9,53 \text{ MPa} \\ \sigma_c &= 9,53 \text{ MPa} < k_1 * f_{ck} = 0,6 * 30 = 18 \text{ MPa} \dots \text{Vyhovuje} \end{aligned} \quad (5.48)$$

Omezení napětí ve výztuži

$$\sigma_s = \frac{M_{ek}}{I_{i2}} \alpha_c (d - x) = \frac{41,67 * 10^{-3}}{0,000561} * 6,25(0,539 - 0,128) =$$

$$= 190,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 190,44 \text{ MPa} < k_3 * f_{yk} = 0,8 * 500 = 400 \text{ MPa} \dots\dots \text{vyhovuje}$$

kde: k_1 a k_3 jsou zmenšující součinitelé pevnostních charakteristik podle národní přílohy ČSN EN 1992-1-1.

Posouzení šířky trhliny

Maximální vzdálenost trhlin

$$s_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4 * 0,025 + 0,8 * 0,5 * 0,425 * \frac{0,012}{0,0175}$$

$$= 0,2015 \text{ m}$$

Kde: $k_1 = 0,8$ pro pruty s velkou soudržností

$k_2 = 0,5$ pro prostý ohyb

$k_3 = 3,4$ a $k_4 = 0,425$

Efektivní stupeň vyztužení

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} = \frac{3,39 * 10^{-4}}{0,0194} = 0,0175$$

Efektivní plocha

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b_w = 0,0775 * 0,25 = 0,0194 \text{ m}^2$$

Efektivní výška

$$h_{c,eff} = \min\left(2,5(h - d); \frac{h - x}{3}; \frac{h}{2}\right) = \min\left(2,5(0,57 - 0,539); \frac{0,57 - 0,128}{3}; \frac{0,57}{2}\right)$$

$$= \min(0,0775; 0,147; 0,258) = 0,0775 \text{ m} > c + \phi = 0,056 + 0,012$$

$$= 0,068 \text{ m} \dots\dots \text{veškerá výztuž leží v pásmu } h_{c,eff}$$

Výpočet šířky trhlin

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,2015 * 10^3 * 0,000585 = 0,1 \text{ mm}$$

Kde:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{c,eff}} (1 + \alpha_c \rho_{c,eff})}{E_s} = \frac{190,44 - 0,4 \frac{2,9}{0,0175} (1 + 6,25 * 0,0175)}{200 * 10^3}$$

$$= 0,000585 > 0,6 \left(\frac{190,44}{200 * 10^3} \right) = 0,000571 \dots \dots \textbf{vyhovuje}$$

Maximální šířka trhliny je dána prostředím, ve kterém se prvek nachází (tady XC1) a speciálními požadavky na estetiku (tady ne) podle tabulky v normě. V tomto případě je maximální šířka trhliny 0,4 mm.

$$w_{max} = 0,4 \text{ mm} > w_k = 0,1 \text{ mm} \dots \dots \textbf{šířka trhliny vyhovuje}$$

Ověření maximálního průměru prutu

$$\phi_s = \phi_s^* \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} = 40 \left(\frac{2,9}{2,9} \right) \left(\frac{0,4 * ((0,57 - 0,539) * 2)}{2 * (0,57 - 0,539)} \right) = 16 \text{ mm}$$

$\phi_s^* = 40 \text{ mm}$ maximální průměr prutu výztuže

$$\phi_s = 16 \text{ mm} = \phi = 16 \text{ mm} \dots \textbf{vyhovuje}$$

Omezení průhybu

Součinitel zohledňující nosný systém $K = 1,3$

Referenční stupeň vyztužení $\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \sqrt{30} = 0,00548$

Požadovaný stupeň vyztužení

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b_w * d} = \frac{0,000339}{0,25 * 0,539} = 0,00252$$

Protože $\rho_0 > \rho$ použije se rovnice (5.52).

$$\left(\frac{l}{d} \right)_{mezní} = K [11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}}]$$

$$= 1,3 [11 + 1,5 \sqrt{30} \frac{0,00548}{0,00252} + 3,2 \sqrt{30} \left(\frac{0,00548}{0,00252} - 1 \right)^{\frac{3}{2}}] \quad (5.52)$$

$$= 66,57$$

$$\frac{l}{d} = \frac{4\,850}{539} = 7,71$$

$$\frac{l}{d} = 7,71 < \left(\frac{l}{d}\right)_{\text{mezní}} = 66,57 \dots \text{vyhovuje, od výpočtu lze upustit}$$

Statické posouzení dalších řešených průvlaků podle mezních stavů viz příloha číslo 4.

5.6. Únosnost základové půdy

Posouzení únosnosti základové půdy se provede podle II. geotechnické kategorie. Geotechnické kategorie jsou popsány v ČSN EN 1997-1. Postup výpočtu byl vybrán podle Terzaghiho, který předpokládá drsný základ a tření v základové spáře, které bude zamezovat bočnímu rozšíření.

Maximální kontaktní napětí mezi základem a základovou spárou $\sigma_z = 100,5$ MPa.

Charakteristika zemin

S3 – Písek s příměsí jemnozrnné zeminy

S5 – Písek jílovitý

F6 – Jíl s nízkou či střední plasticitou

G4 – Štěrk hlinitý

V tabulce 19 jsou základní charakteristické parametry zemin. Pro výpočet únosnosti základové půdy jsou zapotřebí návrhové hodnoty. Součinitel γ_m dle EN se rovná 1,25 a upravuje charakteristické hodnoty úhlu vnitřního tření a soudržnost na hodnoty návrhové dle rovnic (5.53). Návrhové hodnoty parametrů zemin viz tabulka 20.

$$c_d = \frac{c_{ef}}{\gamma_m} ; \varphi_d = \frac{\varphi_{ef}}{\gamma_m} \quad (5.53)$$

Tabulka 19 Klasifikace základové půdy.

	γ [kN/m ³]	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	h [m]	m	E_{def} [MPa]	β	E_{oed} [MPa]
S3	17,5	30	0	2,3	0,3	13	0,74	17,5676
S5	18,5	27	7	2,2	0,3	8	0,62	12,9032
F6	21	19	20	0,7	0,2	5	0,47	10,6383
G4	19	32	4	1,8	0,3	70	0,74	94,5946
S3	18	32	10	1	0,3	13	0,74	17,5676

Tabulka 20 Návrhové hodnoty parametrů zemin.

	γ [kN/m ³]	φ_d [°]	c_d [kPa]	h [m]	m	E_{def} [MPa]	β	E_{oed} [MPa]
S3	17,5	24	0	2,3	0,3	13	0,74	17,5676
S5	18,5	21,6	5,6	2,2	0,3	8	0,62	12,9032
F6	21	15,2	16	0,7	0,2	5	0,47	10,6383
G4	19	25,6	3,2	1,8	0,3	70	0,74	94,5946
S3	18	25,6	8	1	0,3	13	0,74	17,5676

Díky nehomogenitě základových poměrů se vypočítají pomocí váženého průměru náhradní hodnoty úhlu vnitřního tření zeminy, soudržnosti a objemové tíhy dle rovnice (5.54).

$$x = \frac{\sum(x_i h_i)}{\sum h_i} \quad (5.54)$$

Výsledky: $\varphi_m = 23,13^\circ$

$$c_m = 4,66 \text{ kPa}$$

$$\gamma_m = 18,48 \text{ kN/m}^3$$

Výpočet svislé únosnosti zeminy dle Terzaghiho

$$R_m = \gamma_1 d_s N_d + \frac{1}{2} \gamma_2 b N_b + c N_c = 118,315 \text{ kPa} \quad (5.55)$$

kde: $d_s = 1,06 \text{ m}$ $\gamma_1 = \gamma_m = 18,48 \text{ kN/m}^3$

$$\gamma_2 = 18 \text{ kN/m}^3 \quad b = 1 \text{ m}$$

$$c = c_m = 4,66 \text{ kPa}$$

$$N_d = \frac{1}{2} \sec\left(45 - \frac{\varphi_m}{2}\right) e^{(1,5\pi - \varphi_m) \text{tg} \varphi_m} = 3,77$$

$$N_b = (N_d - 1) \frac{1}{2 \cos \varphi_m} e^{(45 - \varphi_m) \text{tg} \varphi_m} = 1,78$$

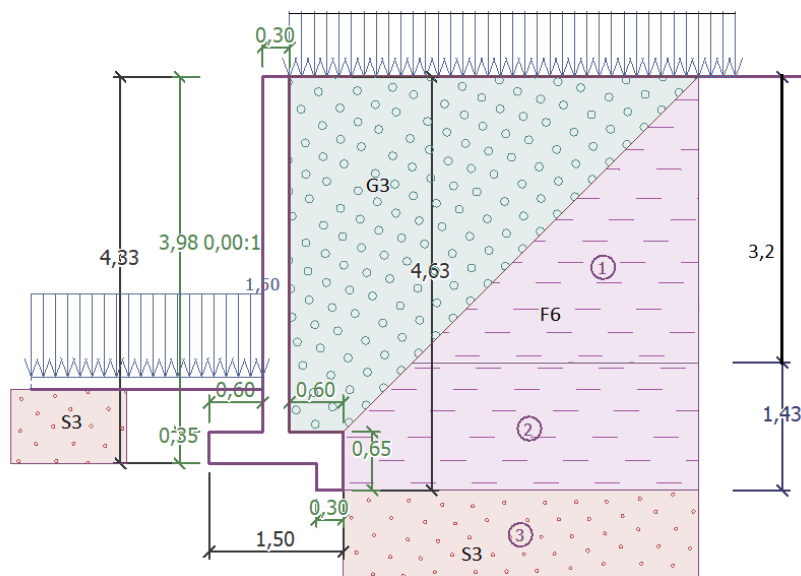
$$N_c = (N_d - 1) \cot \varphi_m = 7,24$$

$$R_m = 118,315 \text{ kPa} > \sigma_z = 100,5 \text{ kPa}$$

Únosnost zeminy vyhovuje.

6. Opěrná stěna

Předmětem této práce bylo také navrhnout a staticky posoudit přilehlé opěrné železobetonové úhlové stěny. Navržená geometrie stěny je patrná na obrázku 49 včetně schéma zatížení zeminou. Charakteristické parametry zemin nalezneme v tabulce 21 a parametry betonu C30/37 v kapitole 5.1.

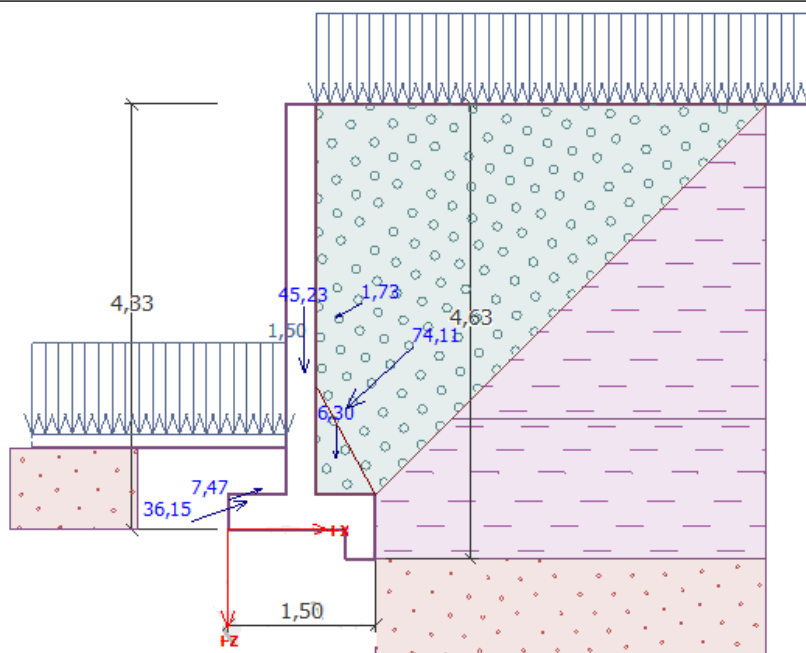


Obrázek 49 Geometrie opěrné stěny.

Tabulka 21 Parametry zemin.

	γ [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]	δ [°]
S3 (ulehlá)	17,5	31,5	0	19
F6 (tuhá)	21	20	15	19
G3 (ulehlá)	19	33	0	19

Vnitřní síly byly vypočteny pomocí softwaru GEO5 – Úhlová stěna a jsou naznačeny na obrázku 50. Přepočítané síly na vodorovné a svislé složky se vzdáleností svého působíště vzhledem k souřadnému systému pak v tabulce 22.



Obrázek 50 Schéma působení vnitřních sil.

Tabulka 22 Vnitřní síly opěrné stěny.

Název	F_x [kN/m]	z [mm]	F_z [kN/m]	x [mm]
Tíha - zed'	0	1,59	45,23	0,78
Odpor na líci	-34,19	0,28	-11,74	0,2
Přítížení na líci	-7,06	0,42	-2,43	0,35
Tíh. - zemní klín	0	0,72	6,3	1,1
Aktivní tlak	54,28	1,22	50,46	1,2
Přítížení pásové	1,52	2,15	0,83	1,1

Posouzení úhlové opěrné stěny

Opěrné stěny se posuzují na únosnost, překlacení a posunutí v základové spáře.

1) Posouzení únosnosti a návrh výztuže

Postup při posudku únosnosti a návrhu výztuže je podle metody mezní rovnováhy, která je popsána v kapitole 5.2.. Výsledky a návrh staticky nutné výztuže byl spočítán pomocí programu GEO5. Tyto výsledky jsou patrné na obrázku 51.

Posouzení dříku - přední výztuž

Přední výztuž není nutná.

Posouzení dříku - zadní výztuž

Posouzení zdi v pracovní spáře 3,98 m od koruny zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

7 ks profil 16,0 mm, krytí 40,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,30 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,56 \% > 0,15 \% = \rho_{\min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,04 \text{ m} < 0,16 \text{ m} = x_{\max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 146,32 \text{ kN} > 95,69 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 145,63 \text{ kNm} > 132,25 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení výstupku

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 12,0 mm, krytí 40,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,35 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,19 \% > 0,15 \% = \rho_{\min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,02 \text{ m} < 0,19 \text{ m} = x_{\max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 142,04 \text{ kN} > 62,72 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 73,23 \text{ kNm} > 20,47 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení paty

Vyztužení a rozměry průřezu

5 ks profil 12,0 mm, krytí 40,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,35 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,19 \% > 0,15 \% = \rho_{\min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,02 \text{ m} < 0,19 \text{ m} = x_{\max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 142,04 \text{ kN} > 48,87 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 73,23 \text{ kNm} > 15,30 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Obrázek 51 Posudek únosnosti stěny.

Výsledek u posouzení přední výztuže dříku z konstrukčních důvodů není správný.

Jako konstrukční výztuž bude zvolena výztuž $7\phi 16 \text{ mm}$

2) Posouzení na překlpení

Posudek je založen na velikosti klopícího momentu k velikosti vzdorujícímu momentu. Moment vzdorující M_{vzd} [kNm] otáčí kolem počátku souřadného systému po směru hodinových ručiček a jeho velikost určují svislé síly na příslušných ramenech. Klopící moment M_{kl} [kNm] otáčí proti směru otáčení hodinových ručiček a jeho velikost určují vodorovné síly na příslušných ramenech. Vzdorující moment musí být vynásoben součinitelem klopení $\gamma_{stb} = 0,9$.

$$M_{vzd} = \gamma_{stb} \sum F_{z,i} \cdot x_i = 90,43 \text{ kNm/m'}$$

$$M_{kl} = \sum F_{x,i} \cdot z_i = 81,76 \text{ kNm/m'}$$

$$M_{vzd} = 90,43 \text{ kNm/m'} > M_{kl} = 81,76 \text{ kNm/m'}$$

Stěna na překlopení vyhovuje.

3) Posouzení na posunutí

Toto posouzení je založeno na podobném principu jako posouzení na překlopení jen se nepočítá s momenty, ale se vzdorující posouvající silou F_{vzd} [kN/m'] a posouvající normálovou silou F_{pos} [kN/m'].

$$F_{vzd} = \gamma_{pos} \sum F_{z,i} = 70,92 \text{ kN/m'}$$

$$F_{pos} = \sum F_{x,i} = 34,31 \text{ kN/m'}$$

kde: $\gamma_{pos} = 0,8$ – součinitel posunutí

$$F_{vzd} = 70,92 \text{ kN/m'} > F_{pos} = 34,31 \text{ kN/m'}$$

Stěna na posunutí vyhovuje.

7. Závěr

V rámci této diplomové práce byl proveden statický posudek vybraných nosných prvků železobetonové konstrukce rodinného domu včetně okolních opěrných stěn. V první části byla sepsána krátká technická zpráva o konstrukčním systému, stavebních materiálech, založení objektu a vnitřního uspořádání místností. V druhé části pak výpočet veškerého zatížení působící na konstrukci (stálého, užitného, zatížení sněhem a větrem). Následně byl vytvořen statický prostorový model v programovém prostředí SCIA Engineer pomocí prutových a plošných prvků a zatížen zatěžovacími stavy. Obsahem třetí části byly výsledky výpočtu SCIA Engineer a to maximálních obálek ohybových momentů, smykových a normálových sil. Díky plošným podporám, geologickému vrtu a výpočtu pomocí metody Soilin (viz kapitola 3.3.) bylo získáno i kontaktní napětí v základové spáře. V poslední části jsou posudky jak mezního stavu únosnosti, tak i mezního stavu použitelnosti. Byla zde navržena staticky nutná výztuž.

Součástí diplomové práce bylo také vypracovat výkresy výztuže posuzovaných nosných prvků stropních desek obou podlaží, základová deska s pásy, dvě stěny, čtyři průvlaky a nakonec i opěrnou stěnu. Při navrhování výztuže se bral i ohled na snadnou proveditelnost na stavbě kvůli možným chybám a nepřesnostem např. stejný průměr a osově vzdálenosti výztuže při horním i dolním povrchu v jednom směru.

Přínosem diplomové práce pro autorku bylo zdokonalit se ve vytváření prostorového modelu a trpělivosti ve snaze najít správnou cestu jak na to. K celkovému dokončení tohoto projektu by se měly navrhnout zbývající konstrukce, posoudit požární bezpečnost, vypracovat veškeré výkresy výztuže a napsat technologický postup práce.

Poděkování

Tímto bych chtěla velmi poděkovat všem, kteří mi při vypracování této diplomové práce pomohli. Zejména pak Ing. Pavlíně Matečkové, Ph.D. mojí vedoucí práce, která se mi snažila pomoci s prostorovým modelem a technickou gramatikou. Dále pak celému kolektivu firmy RECOC s r. o. za poskytnutí podkladů pro mou práci a cenné rady.

8. Seznam obrázků

Obrázek 1 Vizualizace 1.	5
Obrázek 2 Vizualizace 2.	6
Obrázek 3 Vizualizace 3.	6
Obrázek 4 Schéma zatížení střech.	8
Obrázek 5 Schéma zatížení podlahami na stropní a základovou desku 1. PP.	9
Obrázek 6 Schéma zatížení podlahami na stropní deku 1. NP.	9
Obrázek 7 Schéma zatížení od příček na stropní desku 1. NP.	9
Obrázek 8 Schéma zatížení příčkami na základovou desku.	10
Obrázek 9 Schéma zatížení bazénem.	10
Obrázek 10 Schéma zatížení zeminou na stěny 1 a 2. NP.	11
Obrázek 11 Schéma zatížení zeminou na stěny 1. PP.	11
Obrázek 12 Vnější obrys půdorysu.	13
Obrázek 13 Tvarové součinitelé střech [4].	13
Obrázek 14 Schéma zatížení sněhem.	14
Obrázek 15 Schéma zón na střeše a stěnách.	16
Obrázek 16 Koeficienty $C1_z$ [MN/m ³]	19
Obrázek 17 Koeficienty $C2_x$ a $C2_y$ [MN/m]	20
Obrázek 18 Obalová křivka ohybových momentů m_x [kNm/m] stropní desky 2. NP.	21
Obrázek 19 Obalová křivka ohybových momentů m_y [kNm/m] stropní desky 2. NP.	21
Obrázek 20 Obalová křivka ohybových momentů m_x [kNm/m] stropní desky 1. NP.	22
Obrázek 21 Obalová křivka ohybových momentů m_y [kNm/m] stropní desky 1. NP.	22
Obrázek 22 Obalová křivka ohybových momentů m_x [kNm/m] základové desky.	23
Obrázek 23 Obalová křivka ohybových momentů m_y [kNm/m] základové desky.	23
Obrázek 24 Kontaktní napětí v základové spáře σ_z [kPa].	24
Obrázek 25 Schéma posuzovaných stěn S1 a S2.	24
Obrázek 26 Obalová křivka ohybových momentů m_x [kNm/m] stěny S1.	25
Obrázek 27 Obalová křivka ohybových momentů m_y [kNm/m] stěny S1.	25
Obrázek 28 Obalová křivka ohybových momentů m_y [kNm/m] stěny S2.	26
Obrázek 29 Obalová křivka normálových sil n_y [kN/m] stěny S2.	26
Obrázek 30 Půdorysné označení průvlaků stropní desky nad 2. NP.	27
Obrázek 31 Vnitřní posouvající síly průvlaku P1 Vy [kN].	27

Obrázek 32 Vnitřní posouvající síly průvlaku P1 Vz [kN]	27
Obrázek 33 Vnitřní ohybové momenty průvlaku P1 My [kNm]	27
Obrázek 34 Vnitřní síly průvlaku P2 (A – Vy, B – Vz a C – My).....	28
Obrázek 35 Půdorysné schéma průvlaků na stropní desce 1. NP	28
Obrázek 36 Vnitřní posouvající síly průvlaku P1 Vy [kN].....	28
Obrázek 37 Vnitřní posouvající síly průvlaku P1 Vz [kN]	29
Obrázek 38 Vnitřní ohybové momenty průvlaku P1 My [kNm]	29
Obrázek 39 Vnitřní posouvající síly průvlaku P2 Vy [kN].....	29
Obrázek 40 Vnitřní ohybové momenty průvlaku P2 My [kNm]	29
Obrázek 41 Vnitřní posouvající síly průvlaku P2 Vz [kN]	29
Obrázek 42 Řez deskou ve směru osy x a schéma umístění výztuže.....	32
Obrázek 43 Podélný řez stěnou S2 a její uspořádání výztuže.....	38
Obrázek 44 Interakční diagram stěny S2.	40
Obrázek 45 Schéma vyztužení průvlaku v poli.....	44
Obrázek 46 Schéma vyztužení průvlaku nad podporou.	44
Obrázek 47 Ideální průřez. [12]	49
Obrázek 48 Ideální průřez s trhlinou [12].	51
Obrázek 49 Geometrie opěrné stěny.	56
Obrázek 50 Schéma působení vnitřních sil.	57
Obrázek 51 Posudek únosnosti stěny.	58

9. Seznam tabulek

Tabulka 1 Složení základové půdy.....	5
Tabulka 2 Skladba podlahy s keramickou dlažbou.	7
Tabulka 3 Skladba podlahy s dřevěnými parketami.	7
Tabulka 4 Skladba střešního pláště.	8
Tabulka 5 Zatížení příčkami.	8
Tabulka 6 Zatížení bazénem.....	8
Tabulka 7 Užité zatížení střech.	12
Tabulka 8 Užité zatížení obytných ploch.	12
Tabulka 9 Užité zatížení garáže.	12
Tabulka 10 Maximální hodnota [9].....	14
Tabulka 11 Mezivýsledky výpočtu pro směr y.	33
Tabulka 12 Mezivýsledky výpočtu pro směr x.	33
Tabulka 13 Mezivýsledky výpočtu ve směru y.....	33
Tabulka 14 Mezivýsledky výpočtu ve směru x.....	33
Tabulka 15 Parametry pro výpočet interakčních bodů.....	39
Tabulka 16 Výsledné hodnoty posudku únosnosti.....	42
Tabulka 17 Mezivýsledky a výsledný moment únosnosti nad podporou.	45
Tabulka 18 Mezivýsledky a výsledný moment únosnosti v poli průvlaku.	45
Tabulka 19 Klasifikace základové půdy.	54
Tabulka 20 Návrhové hodnoty parametrů zemin.	55
Tabulka 21 Parametry zemin.....	56
Tabulka 22 Vnitřní síly opěrné stěny.	57

10. Seznam příloh a výkresů

Seznam příloh

Příloha č. 1: Statický posudek stropní desky 2. NP

Příloha č. 2: Statický posudek základové desky 1. NP

Příloha č. 3: Statický posudek stěny S1

Příloha č. 4: Statický posudek průvlaků P1 a P2 v 2. NP a průvlaku P2 v 1. NP

Seznam výkresů

01 až 04: Výkresy výztuže stropní desky 2. NP a průvlaků P1 a P2, M 1:50

05 až 08: Výkresy výztuže stropní desky 1. NP a průvlaků P1 a P2, M 1:50

09 až 12: Výkresy výztuže základové desky 1. NP, M 1:50

13 a 14: Výkresy výztuže stěny S1 a S2, M 1:50

15: Výkres výztuže opěrné stěny - řez, M 1:25

11. Použitá literatura

- [1] ZICH, Miloš: *Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódů*. Praha: Dashöfer, 2010
- [2] ČSN EN 1990 *Eurokód 0: Zásady navrhování konstrukcí*. Česká technická norma. Český normalizační institut, 2004
- [3] ČSN EN 1991-1-1 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení, objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Česká technická norma. Český normalizační institut, 2004
- [4] ČSN EN 1991-1-3 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení - zatížení sněhem*. Česká technická norma. Český normalizační institut, 2005
- [5] ČSN EN 1991-1-4 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení - zatížení větrem*. Česká technická norma. Český normalizační institut, 2005
- [6] ČSN EN 1992-1-1 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Česká technická norma. Český normalizační institut, 2006
- [7] ČSN EN 1997-1 *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla*. Česká technická norma. Český normalizační institut, 2006
- [8] ČSN EN ISO 14688-1: *Geotechnický průzkum a zkoušení – pojmenování a zařídování zemín – Část 1: Pojmenování a popis*. Česká technická norma. Český normalizační institut, 2003
- [9] Ing. STUDNÍČKOVÁ, Csc., Marie, 2007. Zatížení sněhem – stanovení tvarových součinitelů, vliv větru. *Stavebnictví* [online]. **01** (09) [cit. 22.08.2018]. Dostupné z: https://www.casopisstavebnictvi.cz/zatizeni-snehem-stanoveni-tvarovych-soucinitelu-vliv-vetru_N1915#
- [10] LORENZ, Karel: *Navrhování nosných konstrukcí*, Informační centrum ČKAIT, Praha, 2015
- [11] ŠTĚPÁNEK, Petr a Zmek Bohuslav: *Prvky betonových konstrukcí*. Brno, 2005
- [12] JAROŠOVÁ, Pavla, 2016, 6 Mezní stavy použitelnosti, DOCPALYER [online], [cit. 10.11.2018], Dostupné z: <https://docplayer.cz/12981492-6-mezni-stavy-pouzitelnosti.html>